

**Titre:** Fissuration sismique des barrages-poids : modélisation de l'effet du  
Title: taux de déformation sur la résistance dynamique du béton

**Auteur:** Amadou Thimbo  
Author:

**Date:** 2018

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Thimbo, A. (2018). Fissuration sismique des barrages-poids : modélisation de  
Citation: l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique du béton [Mémoire de  
maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/3067/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/3067/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Pierre Léger  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

FISSURATION SISMIQUE DES BARRAGES-POIDS : MODÉLISATION DE L'EFFET DU  
TAUX DE DÉFORMATION SUR LA RÉSISTANCE DYNAMIQUE DU BÉTON

AMADOU THIMBO

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

FISSURATION SISMIQUE DES BARRAGES-POIDS : MODÉLISATION DE L'EFFET DU  
TAUX DE DÉFORMATION SUR LA RÉSISTANCE DYNAMIQUE DU BÉTON

présenté par : THIMBO Amadou

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BRUNO Massicotte, Ph. D., président

M. LÉGER Pierre, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*Je dédicace ce mémoire à Megan, la femme qui m'a permis de devenir l'homme que je suis  
aujourd'hui.*



## REMERCIEMENTS

En premier lieu, je tiens à remercier mon directeur recherche, le professeur Pierre Léger, pour son encadrement exceptionnel, ses judicieux conseils, son implication et sa confiance qui ont énormément contribué à ce travail et rendre cette expérience sincèrement agréable. Sans son soutien technique, moral et financier, ce projet n'aurait jamais pu être réalisé. Les nombreuses heures de rencontre avec lui ont grandement influencé mes méthodes de réflexion, ma rigueur de travail, ma motivation aux études supérieures et ma persévérance. Je dois également remercier le professeur de m'avoir permis d'effectuer plusieurs séjours à l'extérieur de École Polytechnique de Montréal dans le cadre ce projet (Visite du barrage La Tuque et le laboratoire de l'Université de Sherbrooke). Ces différents séjours m'ont aidé à acquérir plusieurs compétences personnelles et professionnelles dans le domaine des structures hydrauliques.

Merci à mes amis et collègues du Groupe de Recherche de Structure (GRS), qui ont su apporter soutien et assistance tout au long de notre séjour.

J'aimerais finalement remercier mes parents, autres membres de ma famille et amis proches pour leur soutien et encouragement tout au long de mon cheminement académique.

## RÉSUMÉ

Les barrages-poids jouent un rôle essentiel dans les apports en eau potable, la gestion des bassins hydrologiques et la production hydroélectrique à travers le monde. De ce fait, il est nécessaire d'effectuer l'évaluation sismique des barrages existants afin d'assurer la sécurité du public. Lors d'un séisme, la fissuration des barrages en béton est contrôlée par la résistance dynamique à la traction. Dans la littérature, plusieurs études expérimentales indiquent que la résistance à la traction augmente en fonction de l'intensité du taux de déformation. Le terme anglo-saxon utilisé dans la littérature pour représenter l'effet du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du béton est le « *Dynamic Increase Factor* » (DIF). Le DIF est le facteur d'augmentation par lequel la résistance du béton est augmentée pour un taux de déformation donné. Actuellement, la méthode recommandée par les lignes directrices de barrages pour prendre en compte la résistance dynamique à la traction du béton de masse est basée sur l'utilisation d'un facteur d'amplification dynamique constant, le plus souvent égal à 1.5. Étant donné (i) le contenu fréquentiel prédominant particulier des sollicitations sismiques (10 Hz pour l'est de l'Amérique du Nord et 2Hz pour l'Ouest) et (ii) les caractéristiques dynamiques des ouvrages, le taux de déformation présente un comportement transitoire et non constant lors d'un tremblement de terre. De ce fait, il est pertinent d'étudier l'effet transitoire du taux de déformation sur la fissuration sismique des barrages en béton.

Ce projet de recherche présente donc une étude sur la fissuration sismique des barrages-poids en modélisant l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique en traction du béton de masse. Le barrage à l'étude est le barrages-poids aux Outardes-3, un ouvrage de 80 m de hauteur situé au Québec. Cette étude est réalisée à l'aide du logiciel LS-Dyna en utilisant la méthode des éléments finis et la modélisation en fissuration diffuse du béton. Le matériau "*Continuous Surface Cap Model*" disponible dans LS-Dyna est utilisé afin de modéliser la fissuration du béton tout en tenant compte de l'effet transitoire du taux de déformation. L'évaluation et la calibration des lois constitutives du CSCM à l'échelle du matériau (prismes de béton) sont effectuées afin d'évaluer leur performance en comparaison de résultats publiés dans la littérature. Des analyses préliminaires à l'échelle du barrage sont menées afin d'investiguer la fissuration sismique des barrages-poids. Pour cela, une approche systématique, proposée par le USACE (2003) pour évaluer le comportement sismique des barrages en béton à partir des analyses linéaires temporelles, est utilisée. Il s'agit de quantifier l'intensité et la durée des contraintes de traction linéaire élastique dépassant le seuil de fissuration. Des analyses sismiques non linéaires sont ensuite réalisées afin

d'étudier les aspects suivants sur la fissuration sismique des barrages-poids : (i) l'effet transitoire versus constant du taux de déformation, (ii) l'historique des sollicitations (Séisme de l'Ouest 2 Hz) vs l'Est (10 Hz). De plus, les résultats des analyses sismiques non linéaires permettront de réaliser une étude de validation de la méthode de USACE (2003). Pour finir, une méthode simplifiée est proposée afin de prendre en compte l'effet des contraintes initiales statiques de traction sur la résistance dynamique en traction du béton.

Les résultats des analyses sismiques non linéaires en tenant compte de l'effet transitoire du taux de déformation présentent des différences au niveau du DIF entre les séismes de l'Ouest et l'Est de l'Amérique du Nord. Pour les séismes de basse fréquence (2 Hz), le DIF moyen mesuré à la base et à la crête du barrage sont de l'ordre de 1.5. À l'opposé, pour les séismes de hautes fréquences (10 Hz), le DIF mesuré présente une différence entre la base et la crête du barrage. En effet, le DIF calculé à la base est d'environ 1.5 et alors qu'à la crête le taux de déformation est plus important avec un  $DIF \approx 1.8$ . La valeur de  $DIF=1.5$  proposée dans les lignes directrices de barrage semble généralement adéquate pour les séismes de l'Ouest de l'Amérique du Nord. En ce qui concerne les séismes de l'Est de l'Amérique du Nord, cette valeur est du côté conservateur lors des analyses sismiques des barrages en béton, particulièrement si on s'intéresse à la fissuration du bloc de crête. L'étude de la fissuration sismique du barrage-poids a fait ressortir l'influence de l'effet transitoire du taux de déformation sur la réponse sismique du barrage. Le patron de fissuration obtenue pour le modèle avec effet transitoire du taux de déformation ( $DIF(\dot{\epsilon})$ ; évidences expérimentales) est différent du modèle avec effet constant du taux de déformation ( $DIF=1.5$ ; lignes directrices des barrages). La prise en compte de l'effet transitoire du taux de déformation lors des analyses sismiques prédit de manière plus cohérente le processus de fissuration du barrage lorsqu'on augmente l'intensité des sollicitations (localisation et progression de la fissuration). De plus, la considération de l'effet transitoire du taux de déformation réduit le niveau de fissuration. La fissuration sismique devient sévère quand le PGA atteint 0.6g pour les sollicitations de l'Ouest. Cependant, pour les séismes de l'Est la fissuration sismique devient sévère lorsque le PGA atteint 1.0g. Pour finir, l'étude de l'effet des contraintes initiales sur la résistance dynamique en traction a permis d'observer que le DIF diminue de manière importante lorsque les contraintes statiques initiales atteignent 70% de la résistance statique en traction du béton. En dessous de cette valeur, l'effet des contraintes initiales n'affecte pas la résistance dynamique en traction du béton.

## ABSTRACT

Dams are critical lifeline infrastructures that serve water supply, flood control and electricity generation. As a result, seismic assessment of existing dams is required to ensure public safety. During an earthquake, the cracking of the concrete dams is controlled by dynamic tensile strength. In the literature, several experimental studies indicate that the tensile strength increases with increasing levels of strain rate. The term used to represent the effect of the strain rate on the mechanical properties of the concrete is the “*Dynamic Increase Factor*” (DIF). The DIF is the factor of increase by which the tensile strength of the concrete is increased for a given rate of deformation. Currently, the method recommended in dam guidelines to account for the tensile strength of the mass concrete is based on the use of a constant DIF, generally equal to 1.5. Given (i) the predominant frequency content of the ground motions (10 Hz for Eastern of North America and 2Hz for the West) and (ii) the dynamic characteristics of the dam, strain rate presents a transient and non-constant behavior during the earthquake. Thereby, it is relevant to study the transient effect of the strain rate on seismic cracking of the concrete dams.

This research project therefore presents a study on the seismic cracking of gravity dams including modeling of the strain rate effect on concrete tensile strength. The dam being studied is the Outardes-3 dams, a 80m high structure located in Quebec. The computer program LS-Dyna and the finite element method is used. The smeared crack concrete model using the « *Continuous Material Surfaces Cape Model* » available in LS-Dyna is used to model the cracking of the concrete while taking account of the transient effect of the strain rate. The evaluation and the calibration of the CSCM model at the level of the material (concrete prisms) are carried out to evaluate its performance in comparison with results published in the literature. A dam-scale study is then conducted to assess the performance and importance of cracking using linear elastic time history based on a USACE (2003) approach. The aim is to quantify the intensity and the duration of linear elastic tensile stresses exceeding the concrete cracking threshold. Nonlinear seismic analyses are carried out to study the following effects on the seismic resistance of the gravity dams: (i) the transitory versus constant strain rate effect, and (ii) the predominant frequency content of the ground motions (Earthquake from the West vs East). Finally, a simplified method is proposed to consider the effect of the initial static stresses on dynamic tensile strength of the concrete.

The results of nonlinear seismic analyses with the transient strain rate effect show different DIF between ground motions from Western and Eastern North America. For low frequency earthquakes (2 Hz), the average DIF computed at the base and the crest is of the order of 1.5. In contrast, for high frequency earthquakes (10 Hz), the DIF indicate differences between the base and the crest. In fact, the DIF is of the order of 1.5 at the base and 1.8 at the crest of the dam. The constant DIF value of 1.5 proposed in the dam safety guidelines appears to be generally adequate for earthquakes in Western North America. For earthquakes in Eastern North America, this value is slightly conservative for seismic evaluation of concrete dams. The study of the seismic cracking of the gravity dam revealed the transient strain rate effect on the seismic response of the dam. The cracking pattern obtained for the transient strain rate constitutive model (DIF ( $\dot{\epsilon}$ ); experimental evidence) is different from the model with a constant effect of the strain rate (DIF = 1.5, dam guidelines). Considering the transient effect of the strain rate during seismic analyses predicts more consistently the damage process of the dam with an increase in ground motion intensity (location and propagation of cracking). In addition, the consideration of the transient effect of the strain rate reduces the amount of cracking. For this model, the seismic cracking becomes severe when the PGA reaches 0.6g for the Western ground motions. However, for Eastern ground motions, seismic cracking becomes severe when the PGA reaches 1.0g. Finally, the approach developed to consider the effect of the initial static stresses on the dynamic tensile strength show that the DIF decreases significantly when the initial static stresses reach 70% of the static tensile strength. Below this value, the effect of the initial stresses does not affect the dynamic tensile strength of the concrete.

## TABLE DES MATIÈRES

|  |      |
|--|------|
| DÉDICACE .....   | III  |
| REMERCIEMENTS .....  | IV   |
| RÉSUMÉ .....   | V    |
| ABSTRACT.....  | VII  |
| LISTE DES TABLEAUX .....   | XIII |
| LISTE DES FIGURES .....  | XIV  |
| LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....   | XIX  |
| LISTE DES ANNEXES .....  | XXII |
| CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....   | 1    |
| 1.1 Mise en contexte .....   | 1    |
| 1.2 Problématique .....  | 2    |
| 1.3 Objectifs de recherche .....   | 5    |
| 1.4 Méthodologie .....   | 6    |
| 1.5 Contributions de la recherche .....  | 8    |
| 1.6 Structure du document .....  | 8    |
| CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE .....                                      | 10   |
| 2.1 Introduction .....   | 10   |
| 2.2 Les particularités du béton de masse et du béton structural .....                  | 12   |
| 2.3 Propriétés de fissuration du béton.....  | 14   |
| 2.3.1 Effet du taux de déformation sur le processus d'endommagement et de fissuration. | 17   |
| 2.4 Effet du taux de déformation sur les propriétés du béton.....                      | 19   |
| 2.4.1 Propriétés dynamiques proposées par les lignes directrices .....                 | 19   |
| 2.4.2 Résistance à la traction .....   | 21   |

|             |  |     |
|-------------|--|-----|
| 2.4.3       | Résistance à la compression .....  | 27  |
| 2.4.4       | Module d'élasticité.....   | 27  |
| 2.4.5       | Coefficient de Poisson.....  | 28  |
| 2.4.6       | Essais expérimentaux des propriétés dynamiques de barrage existant .....                                     | 29  |
| 2.5         | Paramètres pouvant modifier le comportement dynamique du béton.....  | 33  |
| 2.5.1       | Influence du type d'essais sur le comportement dynamique du béton.....                                       | 33  |
| 2.5.2       | Effet du confinement biaxial et triaxial sur le comportement dynamique du béton ..                           | 34  |
| 2.5.3       | Influence de l'historique de chargement sur le comportement dynamique du béton                               | 36  |
| 2.5.4       | Influence des contraintes statiques initiales sur les propriétés dynamiques du béton                         | 37  |
| 2.5.5       | Influence de la présence d'eau sur les propriétés dynamiques du béton.....                                   | 39  |
| 2.6         | Modèles constitutifs pour tenir en compte de la vitesse de chargement et de l'historique de chargement ..... | 41  |
| 2.7         | Conclusions .....  | 45  |
| CHAPITRE 3  | ÉVALUATION DU MODÈLE « LS-DYNA CONCRETE MODEL  | 159 |
| CSCM »..... |  | 47  |
| 3.1         | Introduction .....   | 47  |
| 3.2         | Formulation du modèle CSCM.....  | 48  |
| 3.2.1       | Critère de plasticité.....   | 48  |
| 3.2.2       | Effet du taux de déformation .....   | 49  |
| 3.2.3       | Endommagement .....  | 51  |
| 3.3         | Procédure d'évaluation du modèle.....  | 52  |
| 3.4         | CSCM Paramètres d'entrée du modèle .....   | 53  |
| 3.5         | Simulations numériques sur un seul élément .....   | 54  |
| 3.5.1       | Essais statiques en traction directe.....  | 55  |
| 3.5.2       | Essais de chargement cyclique.....   | 57  |

|   |   |     |
|---|---|-----|
| 3.5.3   | Essais dynamiques en traction directe.....                      | 58  |
| 3.5.4   | Observations et conclusions .....                               | 63  |
| 3.6   | Simulations numériques à l'échelle d'un cylindre de béton.....  | 64  |
| 3.6.1   | Essais dynamiques en traction directe.....                      | 66  |
| 3.6.2   | Discussion et conclusion .....                                  | 69  |
| 3.7   | Conclusions et Recommandations .....                            | 70  |
| CHAPITRE 4 ANALYSE SISMIQUE LINÉAIRE EN TENANT COMPTE DE LA<br>RÉSISTANCE DYNAMIQUE : ESTIMATION DE L'ENDOMMAGEMENT ..... |   | 72  |
| 4.1   | Introduction .....  | 72  |
| 4.2   | Description de l'analyse par performance de USACE (2003) .....  | 72  |
| 4.3   | Description du modèle d'éléments finis .....                    | 76  |
| 4.3.1   | Géométrie et maillage du modèle .....                           | 76  |
| 4.3.2   | Propriétés des matériaux.....                                   | 78  |
| 4.3.3   | Conditions de chargement et applications des charges .....      | 78  |
| 4.4   | Caractéristique dynamique du modèle .....                       | 81  |
| 4.4.1   | Modes de vibrations .....                                       | 81  |
| 4.4.2   | Amortissement .....   | 83  |
| 4.5   | Sélection des accélérogrammes .....                             | 84  |
| 4.6   | Résultats de l'analyse de performance .....                     | 88  |
| 4.6.1   | Les zones de concentration de contrainte de traction.....       | 88  |
| 4.6.2   | Historique des contraintes de traction avec différents DCR..... | 91  |
| 4.6.3   | Évaluation de l'endommagement (fissuration).....                | 97  |
| 4.7   | Conclusion.....   | 100 |
| CHAPITRE 5 ANALYSE SISMIQUE NON LINÉAIRE EN TENANT COMPTE DU TAUX<br>DE DÉFORMATION.....                                  |   | 102 |



|               |  |     |
|---------------|--|-----|
| 5.1           | Introduction .....   | 102 |
| 5.2           | Méthodologie utilisée.....   | 104 |
| 5.3           | Évaluation de la résistance dynamique du béton (DIF) .....             | 107 |
| 5.3.1         | Séisme de l'Ouest : À la base amont du barrage .....                   | 107 |
| 5.3.2         | Séisme de l'Ouest : Partie supérieure (crête) du barrage .....         | 108 |
| 5.3.3         | Séisme de l'Est : À la base amont du barrage.....                      | 109 |
| 5.3.4         | Séisme de l'Est : Partie supérieure (crête) du barrage .....           | 110 |
| 5.3.5         | Discussion et conclusions.....   | 111 |
| 5.4           | Effet du taux de déformation sur la fissuration sismique .....         | 113 |
| 5.4.1         | Fissuration sismique des séismes de l'Ouest .....                      | 113 |
| 5.4.2         | Fissuration sismique des séismes de l'Est .....                        | 118 |
| 5.4.3         | Discussion et conclusions.....   | 123 |
| 5.5           | Accélérations et déplacements de la partie supérieure du barrage ..... | 125 |
| 5.6           | Effet de l'endommagement initial sur la fissuration.....               | 128 |
| 5.6.1         | Mise en contexte et problématique .....                                | 128 |
| 5.6.2         | Objectif et méthodologie .....   | 130 |
| 5.6.3         | Résultats.....   | 134 |
| 5.7           | Conclusion.....  | 136 |
| CHAPITRE 6    | CONCLUSION .....   | 138 |
| 6.1           | Sommaire et conclusions.....   | 138 |
| 6.2           | Perspectives de recherche.....   | 142 |
| BIBLIOGRAPHIE | .....  | 144 |
| ANNEXE        | .....  | 150 |

## LISTE DES TABLEAUX

|   |     |
|---|-----|
| Tableau 2.1 : Les propriétés mécaniques statiques de la fissuration du béton .....  | 15  |
| Tableau 2.2 : Sommaire du DIF en traction proposé par différentes lignes directrices. ....  | 20  |
| Tableau 2.3 : Sommaire des études expérimentales sur DIF en traction du béton. ....   | 24  |
| Tableau 2.4 : Essais in situ sur les propriétés dynamiques des barrages (Années de fin de construction). ....   | 30  |
| Tableau 3.1 : Les Paramètres d'entrée du matériau CSCM (MAT 159) pour différents grades de béton (adaptée de Jiang et al. 2015) - la définition des différents paramètres sont données à l'annexe A. .... | 53  |
| Tableau 3.2 : Propriétés des bétons utilisées pour les simulations avec LS-Dyna .....   | 54  |
| Tableau 3.3 : Résumé des résultats (Traction directe) pour les simulations sur un seul élément ..   | 55  |
| Tableau 3.4 : Résumer des résultats des essais dynamiques effectués sur un seul élément. ....   | 59  |
| Tableau 3.5 : Propriétés mécaniques du béton utilisés. ....   | 65  |
| Tableau 3.6 : Comparaison des résultats expérimentales versus numérique du DIF en traction du béton. ....   | 68  |
| Tableau 4.1 : Propriétés du matériau élastique. ....  | 78  |
| Tableau 4.2 : Propriétés dynamiques du barrage Outarde-3. ....  | 81  |
| Tableau 4.3 : Caractéristiques sismiques des différents accélérogrammes utilisés. ....  | 84  |
| Tableau 5.1 : Propriétés mécaniques des différents modèles de béton. ....   | 106 |
| Tableau 5.2 : DIF à la base pour les séismes de l'Ouest (ft statique = 2 MPa). ....   | 108 |
| Tableau 5.3 : DIF à la crête pour les séismes de l'Ouest (ft statique = 2MPa). ....   | 109 |
| Tableau 5.4 : DIF à la base pour les séismes de l'Est (ft statique = 2 MPa). ....   | 110 |
| Tableau 5.5 : DIF à la crête pour les séismes de l'Est (ft statique = 2 MPa). ....  | 111 |
| Tableau 5.6 : Résumé des résultats analyses dynamiques non linéaires. ....  | 135 |

## LISTE DES FIGURES

|   |    |
|---|----|
| Figure 1.1 : Principales étapes d’une évaluation sismique d’un barrage (Léger 2016). ....   | 2  |
| Figure 1.2 : Synthèse de la problématique.....  | 4  |
| Figure 1.3 : Résumé de la méthodologie adoptée .....  | 7  |
| Figure 2.1 : Le taux de déformation considéré pour différents types de chargement (adaptée de Pajak 2011).....  | 10 |
| Figure 2.2 : Évolution de la résistance en traction pour les barrages en béton (Yeh 1990) .....   | 11 |
| Figure 2.3 : Illustration typique de mélange de béton, (MSA, maximum size aggregate, 6" = 150mm) (Raphael 1978). ....   | 12 |
| Figure 2.4 : Évolution de la résistance en fonction du temps du béton : (a) Traction et (b) Compression (Walker and Bloem 1960).....  | 13 |
| Figure 2.5 : Module d’élasticité du béton en fonction de la taille des granulats (Blanks and McNamara 1935).....  | 13 |
| Figure 2.6 : Valeur de $G_f$ en fonction de la taille maximale des granulats (Wittmann 2002). ....  | 14 |
| Figure 2.7 : Explication du processus de fissuration du béton en traction sous une charge statique (Bede et al. 2015).....  | 17 |
| Figure 2.8 : Description de la fissuration sous une sollicitation dynamique (Yan et al. 2008). ....   | 18 |
| Figure 2.9 : Influence du taux de déformation sur la résistance à la traction dynamique. ....   | 21 |
| Figure 2.10 : Influence du taux de déformation sur la résistance dynamique en compression du béton (Bischoff et al. 1991).....  | 27 |
| Figure 2.11 : Influence du taux de déformation sur le module d’élasticité du béton (Zielinski 1984). ....   | 28 |
| Figure 2.12 : Les différentes procédures d’essai pour déterminer la résistance à la traction : a) Traction directe, b) Essai brésilien, c) Flexion à quatre points, et d) Wedge Splitting (Constantin 2015). .... | 33 |

|  |    |
|--|----|
| Figure 2.13 : DIF en traction obtenue par un essai de traction directe versus flexion à quatre points (Chen et al. 2012). .....  | 34 |
| Figure 2.14 : DIF en traction du béton de masse soumis à une contrainte de confinement latéral : a) bi-axial (Shen et al. 2017) et b) triaxial (Shi et al. 2014).....  | 35 |
| Figure 2.15 : DIF en compression d'un béton de masse soumis à un confinement latéral : a) bi-axial (Wang and Yuan 2011) et b) triaxial (Shi et al. 2014).....  | 36 |
| Figure 2.16 : Schématisation des types de sollicitations cycliques testés (Darbar 2016) .....  | 37 |
| Figure 2.17 : Influence du préchargement statique sur le DIF : a) résistance à la traction (Hou 2002) et b) résistance à la compression (Yan and Lin 2008).....  | 38 |
| Figure 2.18 : Influence de l'eau sur le comportement dynamique en traction du béton : a) DIF en traction en fonction de l'humidité relative (Wu et al. (2012)) et b) courbe contrainte-déformation (Wang et al. 2016).....             | 39 |
| Figure 2.19 : Influence de la force de cohésion visqueuse de l'eau sur la résistance du béton (Wu et al. 2012).....  | 40 |
| Figure 3.1 :Forme générale de la surface élastique du CSCM en trois dimensions et en vue de coupe de la surface (USBR 2014).....   | 48 |
| Figure 3.2 : Courbe de DIF par défaut du modèle CSCM (Murray 2007). .....  | 49 |
| Figure 3.3 : Démonstration du processus d'endommagement en traction du modèle CSCM (Murray 2007) .....   | 52 |
| Figure 3.4 : Éléments cubiques de (38.1 mm de côté) modélisés à l'aide du logiciel LS-Dyna. ....   | 54 |
| Figure 3.5 : Courbes de contraintes-déformations en traction statique obtenues avec un seul élément du modèle CSCM en fonction des C20, C28 et C38. ....   | 55 |
| Figure 3.6 : Courbes contraintes-déformations statiques pour différentes énergies de fissuration simulées avec le modèle CSCM pour $f_t = 2.25$ MPa) .....   | 57 |
| Figure 3.7 : (a) Schématisation du processus de fermeture et de réouverture des fissures du utilisé par le modèle MAT_CSCM. (b) résultats des essais de chargement cyclique statique obtenue par LS-Dyna avec le modèle MAT_CSCM. .... | 58 |

|   |    |
|---|----|
| Figure 3.8 : Courbe contrainte-déformation pour les taux de déformation considérés. ....  | 59 |
| Figure 3.9 : DIF de la résistance à la traction et de l'énergie de fissuration pour différent taux de déformation considérés. ....                      | 60 |
| Figure 3.10 : Courbes de DIF obtenue le modèle CSCM pour différentes valeurs de $\eta_0 t$ . ....   | 61 |
| Figure 3.11 : Courbe contrainte-déformation en traction pour un taux de déformation de $10^{-1} \text{ s}^{-1}$ avec différentes valeurs de REPOW. .... | 62 |
| Figure 3.12 : Spécimen de béton modélisé dans LS-Dyna. ....   | 64 |
| Figure 3.13 : Localisation de la fissuration du spécimen durant les essais de traction ....   | 66 |
| Figure 3.14 : Courbe contrainte-déformation pour les différents taux de déformation étudiés. ....   | 67 |
| Figure 3.15 : Courbe de DIF obtenue avec le matériau CSCM et ceux obtenus par Brühwiler 1990. ....  | 69 |
| Figure 4.1 : Illustration de la performance sismique et du critère d'endommagement proposée par USACE (2003). ....                                      | 73 |
| Figure 4.2 : Géométrie et maillage du barrage modélisé dans LS-Dyna. ....   | 77 |
| Figure 4.3 : Les différents paramètres de modélisation du barrage dans LS-Dyna. ....  | 77 |
| Figure 4.4 : Profil de la poussée hydrostatique utilisé dans le modèle. ....  | 79 |
| Figure 4.5 : Profil des pressions hydrodynamiques qui sont représentées par les masses de Westergaard utilisées dans le modèle. ....                    | 80 |
| Figure 4.6 : Profil des différents modes de vibrations du barrage Outarde-3. ....   | 82 |
| Figure 4.7 : Participation modale dans la direction horizontale et verticale. ....  | 82 |
| Figure 4.8 : Résultats des essais de vibrations libres réalisés dans LS-Dyna. ....  | 83 |
| Figure 4.9 : L'historique des accélérations pour les séismes de l'Ouest (à gauche) et de l'Est (à droite). ....   | 85 |
| Figure 4.10 : Spectre de réponse pour les séismes de l'Ouest. ....  | 86 |
| Figure 4.11 : Spectre de réponse pour les séismes de l'Est. ....  | 87 |
| Figure 4.12 : Contour des contraintes de traction pour les séismes de l'Ouest (PGA=0.6g). ....  | 89 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure 4.13 : Contour des contraintes de traction pour les séismes de l'Est (PGA=0.6g). ....   | 90  |
| Figure 4.14 : Historique des contraintes de traction à la crête du barrage avec les différents seuils de résistance à la traction considérée (DCR=1.0 et DCR=1.5). ....                                | 92  |
| Figure 4.15 : Nombre de cycles d'excursions dépassant les seuils de DCR=1.0 et DCR=1.5 à la crête du barrage pour les différents séismes. ....   | 93  |
| Figure 4.16 : Historique des contraintes de traction à la base amont avec les différents seuils de résistance à la traction considérée (DCR=1.0 et DCR=1.5). ....                                      | 95  |
| Figure 4.17 : Nombre de cycles d'excursions dépassant les seuils de DCR=1.0 et DCR=1.5 à la base amont du barrage pour les différents séismes. ....  | 96  |
| Figure 4.18 : Courbe de DCR versus durée inélastique cumulative pour différents niveaux d'intensité sismique (PGA) étudié.....   | 98  |
| Figure 5.1 : (a) Barrage-poids Koyna (Inde) et (b) Fissuration sismique du barrage-poids Koyna lors du séisme lors du séisme en 1967 (Léger 2016). ....  | 103 |
| Figure 5.2 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (Imperial Valley). ....  | 115 |
| Figure 5.3 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (Northridge). ....   | 116 |
| Figure 5.4 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (Chi_Chi). ....  | 117 |
| Figure 5.5 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (Atkinson_1) ....  | 120 |
| Figure 5.6 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (Saguenay). ....   | 121 |
| Figure 5.7 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (Nahanni). ....  | 122 |
| Figure 5.8 : Points de contrôle. ....  | 125 |
| Figure 5.9 : Historique d'accélération et de déplacements de la partie supérieure du barrage. .  | 127 |
| Figure 5.10 : Endommagement causé par les contraintes initiales dans le cas du barrage Daniel-Johnson tirée de Dontsi-Maken et al. 2013). ....   | 128 |
| Figure 5.11 : a) Schématisation de la loi de comportement du béton en traction b) Effet des contraintes de traction sur la résistance dynamique en traction du béton (adaptée de Wu et al. 2015). .... | 129 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure 5.12 : Synthèse de la méthodologie utilisée dans cette section.....  | 131 |
| Figure 5.13 : Localisation des points de contrôles pour l'analyse des contraintes. ....                                   | 132 |
| Figure 5.14 : Historiques des sollicitations dynamiques utilisées avec différents niveaux de<br>contrainte initiale. .... | 133 |

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

### Liste des signes

|                |   |
|----------------|---|
| $D_a$          | Diamètre maximal des granulats  |
| $D$            | Mesure de l'endommagement en traction   |
| $D_0$          | Niveau de préendommagement initial du matériau  |
| $E$            | Module d'élasticité du béton  |
| $f_{t\ stat}$  | Résistance statique en traction du béton  |
| $f_{t\ dyn}$   | Résistance dynamique en traction du béton   |
| $f'_{c\ stat}$ | Résistance statique en compression du béton   |
| $f'_{c\ dyn}$  | Résistance dynamique en compression du béton  |
| $f_1$          | Fréquence fondamentale du barrage   |
| $F_C$          | Fonction de la surface de durcissement  |
| $F_f^2$        | Fonction de la surface de rupture en cisaillement   |
| $g$            | Accélération de la pesanteur  |
| $G_{f\ stat}$  | Énergie de fissuration statique du béton  |
| $G_{f\ dyn}$   | Énergie de fissuration dynamique du béton   |
| $l_{ch}$       | Longueur caractéristique  |
| $m$            | Nombre d'oscillations   |
| $M$            | Magnitude du séisme   |
| $n$            | Numéro de cycle   |
| $N_t$          | Exposant du paramètre de l'effet du taux de déformation                                   |
| $REPOW$        | Paramètre de l'effet du taux de déformation sur l'énergie de fissuration                  |
| $r^s$          | Endommagement initial avant activation de l'effet du taux de déformation                  |
| $\Re$          | Facteur de réduction de la résistance du Rubin ( <i>Rubin strength reduction factor</i> ) |
| $T_1$          | Période fondamentale du barrage   |
| $u_n$          | Déplacement au niveau du pic au cycle $n$   |
| $u_{n+m}$      | Déplacement au niveau du pic au cycle $n + m$   |
| $w_c$          | Largeur de fissure maximale   |
| $w/c$          | Ratio eau/ciment  |



|                         |  |
|-------------------------|--|
| $\gamma$                | Paramètre d'interpolation viscoplastique ( <i>viscoplastic interpolation parameter</i> ) |
| $\dot{\epsilon}$        | Taux déformation du béton  |
| $\dot{\epsilon}_{stat}$ | Taux déformation du béton  |
| $\epsilon$              | Déformation  |
| $\eta$                  | Paramètre de fluidité du taux de déformation général                                     |
| $\eta_{ot}$             | Paramètre de fluidité du taux de déformation en traction.                                |
| $\Delta t$              | Pas de temps   |
| $\nu$                   | Coefficient de Poisson   |
| $\rho$                  | Masse volumique du béton   |
| $\sigma_{ij}^{vp}$      | Tenseur de contrainte viscoplastique ( <i>viscoplastic stress tensor</i> )               |
| $\sigma_{ij}^T$         | Tenseur de contrainte élastique estimé (trial elastic stress tensor)                     |
| $\sigma_{ij}^P$         | Tenseur de contrainte plastique ( <i>plastic stress tensor</i> )                         |
| $\sigma^{vp}, \sigma^d$ | Contrainte calculée avec et sans endommagement   |
| $\sigma_0$              | Contrainte initiale en traction  |
| $\sigma_{t max}$        | Contrainte en traction maximale  |
| $\sigma_0/f_t$          | Ratio de la contrainte initiale en traction sur la résistance à la traction              |
| $\xi$                   | Amortissement du béton   |

### Liste des abréviations

|          |   |
|----------|---|
| ANCOLD   | Australian National Committee on Large Dams                           |
| CHINCOLD | Chinese National Committee on Large Dams                              |
| CSCM     | <i>Cap Surface Concrete Model</i>                                     |
| DCR      | Ratio de la demande sur la capacité ( <i>Demand-Capacity Ratio</i> )  |
| DIC      | Durée cumulative inélastique ( <i>Cumulative Inelastic Duration</i> ) |
| DIF      | Facteur d'amplification dynamique ( <i>Dynamic Increase Factor</i> )  |
| FERC     | Federal Energy Regulatory Commission                                  |
| FIB-CED  | Fédération internationale de béton – Comité Européen de béton         |
| FOWG     | Federal Office for Water and Geology                                  |
| KCC      | <i>Karagozian Case Concrete</i>                                       |

|       |   |
|-------|---|
| PGA   | Accélération de pointe au sol ( <i>Peak Ground Acceleration</i> ) |
| RHT   | <i>Riedel Hiermaier Thoma</i>                                     |
| USACE | U.S. Army Corps of Engineers                                      |
| USBR  | U.S. Bureau of Reclamation  |
| TD    | Taux de déformation   |
| TC    | Taux de chargement  |

## LISTE DES ANNEXES

|   |     |
|---|-----|
| ANNEXE A – PARAMÈTRES D’ENTRÉE DU MODÈLE CSCM ..... | 150 |
|---|-----|

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Mise en contexte

Les barrages en béton jouent un rôle important dans le développement économique et énergétique à travers plusieurs régions dans le monde. Cependant, ces dernières années, plusieurs barrages en béton à travers le monde ont subi des dommages importants lors des tremblements de terre (Koyna, Inde; Hsinfengkiang, China; Sefid Rud, Iran; Pacomia, USA; Rappel, Chili; Hone-Ike, Japan, Blackbrook, UK)(Léger et al. 1996). Les risques et les conséquences associés à la rupture d'une structure hydraulique lors d'un séisme sont très importants au niveau économique et social. Plusieurs barrages et ouvrages hydrauliques ont été construits dans des zones de forte sismicité et avec une concentration de population élevée. Par conséquent, les barrages et ouvrages hydrauliques doivent demeurer sécuritaires après un événement sismique. Pour cela, ces dernières années de nombreuses avancées ont été réalisées dans le domaine du génie parasismique au niveau des barrages en béton. En effet, les études sismiques réalisées sur le barrage en béton ont permis d'observer qu'un des facteurs important qui contrôle la fissuration des barrages en béton lors d'un séisme est la résistance à la traction du béton (Raphael 1984). De ce fait, depuis plusieurs années la résistance à la traction du béton a fait l'objet de nombreuses études. Ces études ont révélé que le béton présente une résistance à la traction différente sous l'effet de sollicitations dynamiques versus statiques. La résistance ultime du béton en compression et en traction est notablement plus élevée sous l'action d'une charge dynamique (séisme, impact et explosion). En bref, les propriétés mécaniques du béton présentent une sensibilité à la vitesse de chargement appliquée. Actuellement, lors des évaluations sismiques des barrages en béton, les lignes directrices relatives à la sécurité des barrages recommandent de prendre en considération la résistance dynamique du béton lors des analyses numériques.

La Figure 1.1 illustre différents aspects se rapportant à l'évaluation de la sécurité structurale des barrages en béton. D'une part, il est important d'avoir une bonne connaissance de l'historique du comportement des ouvrages en général et de l'état actuel de l'ouvrage étudié en particulier. D'autre part, la justification des hypothèses utilisées pour caractériser les propriétés des matériaux et le comportement sismique de l'ouvrage doivent être basés sur les données provenant des essais de laboratoire, d'essais in situ, des évaluations antérieures de sécurité, des critères de conception

initiale du barrage et de la littérature. Pour finir, l'utilisation de modèle numérique, le plus souvent de type éléments finis, performant capable de modéliser le comportement sismique des différents systèmes du barrage (plot, réservoir et fondation) est primordiale afin d'évaluer la sécurité de l'ouvrage.

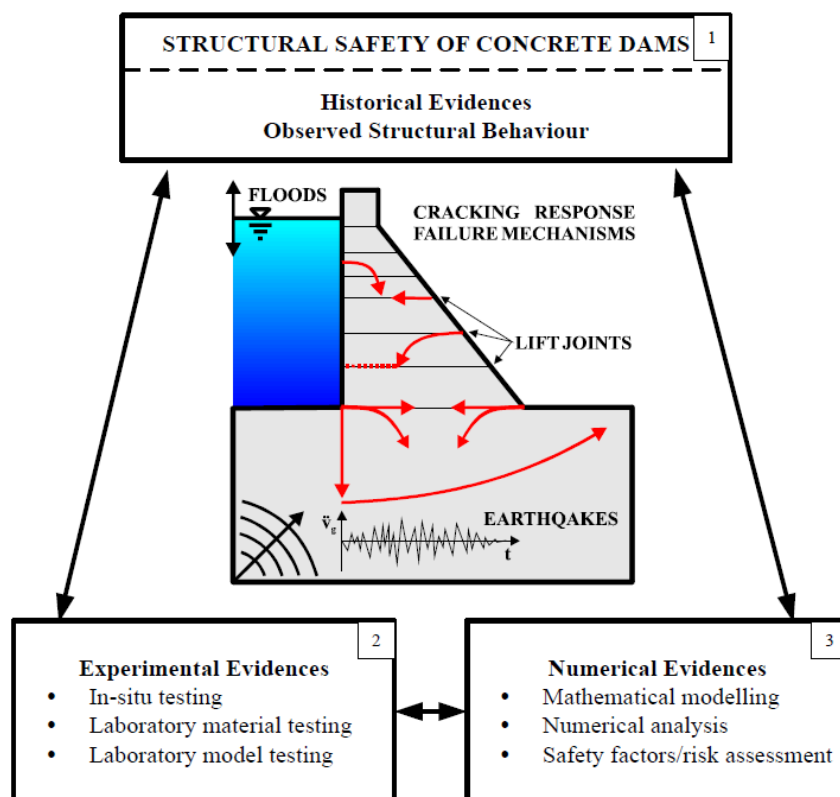


Figure 1.1 : Principales étapes d'une évaluation sismique d'un barrage (Léger 2016).

## 1.2 Problématique

L'évaluation de la sécurité sismique d'un barrage en béton consiste principalement à quantifier la fissuration et les déplacements résiduels que va subir la structure lors d'un séisme. Le paramètre important qui contrôle la fissuration de l'ouvrage lors d'un séisme est la résistance à la traction du béton. En effet, le béton est reconnu pour sa grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction. Le comportement en traction du béton de masse sous des charges statiques est très documenté dans la littérature. Cependant, en ce qui concerne la résistance à la traction du béton sous l'effet de charge dynamique celui-ci fait encore l'objet de nombreuses études afin de mieux documenter ce phénomène. D'une part, la plupart de ces études menées s'entendent pour

dire que la résistance à la traction du béton augmente avec l'augmentation de la vitesse de chargement. Cependant, certaines études expérimentales ne s'entendent pas sur l'augmentation de la résistance à la traction en fonction du taux de chargement. En d'autres mots, il n'y a pas de consensus sur résistance dynamique du béton entre les différents auteurs.

Actuellement, pour effectuer la vérification sismique des barrages en béton, les lignes directrices de barrage (U.S. Bureau of Reclamation (USBR) 1976 et U.S. Army Corps of Engineers (USACE) 1995) proposent une méthode simplifiée afin de prendre en compte la résistance dynamique en traction du béton. Cette méthode consiste à augmenter les résistances mécaniques (traction et compression) du béton par un certain pourcentage (50% en traction et 30% en compression). Cependant, la méthode proposée dans les guides pour prendre en compte le comportement dynamique du béton est basée sur une hypothèse qui n'est pas généralisable. En effet, lors d'un séisme, le taux de déformation des structures en béton présente un comportement transitoire à cause des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage et de la particularité des secousses sismiques. Donc, la résistance dynamique du béton lors d'un séisme dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage et de l'emplacement sismique (Ouest et Est canadien). De ce fait, certains auteurs recommandent d'utiliser des modèles constitutifs de béton capable de modéliser la résistance dynamique du béton en fonction du taux de déformation pour la vérification sismique des barrages afin de simuler de manières plus adéquates la fissuration sismique des barrages en béton. Ces dernières années, certaines études expérimentales ont montré que la résistance dynamique du béton pouvait être affectée par l'effet des contraintes initiales en traction et de l'endommagement initial. De ce fait, il est important de prendre en compte ces effets sur le comportement structural lors d'une analyse sismique. La plupart des barrages existants ont déjà résisté à des contraintes statiques avant d'être sollicités par des charges dynamiques. La Figure 1.2 présente une synthèse de la problématique de ce projet.

Le projet de recherche consiste donc à étudier la résistance dynamique en béton de barrage et promouvoir l'amélioration des méthodes d'évaluation de la fissuration dynamique des barrages en béton.

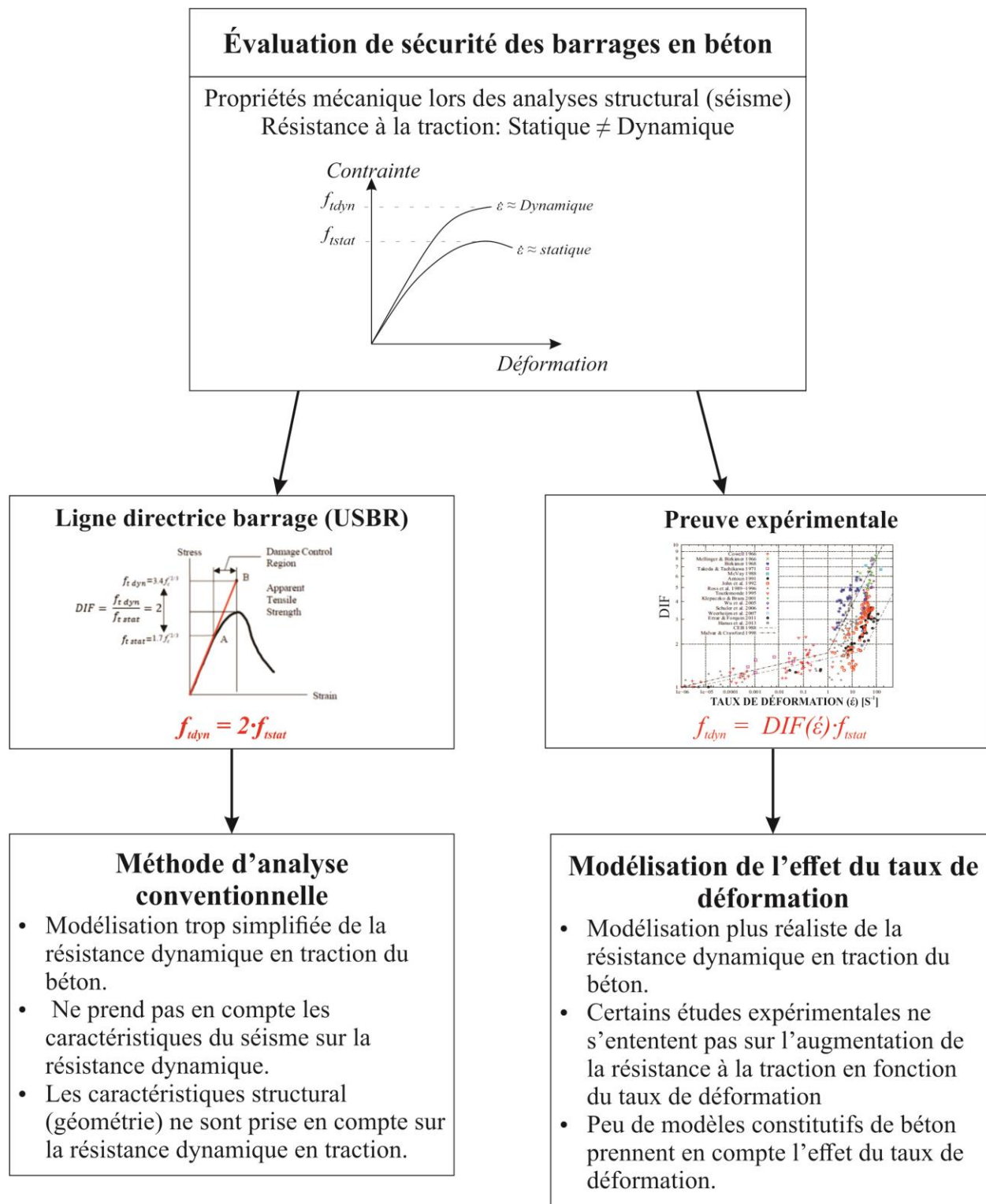


Figure 1.2 : Synthèse de la problématique.

### 1.3 Objectifs de recherche

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'étudier la résistance dynamique du béton de masse par la modélisation numérique (éléments finis). Ce projet poursuit les objectifs spécifiques suivants :

- Effectuer une revue de littérature afin de documenter : (a) le comportement dynamique du béton de masse (particulièrement la résistance à la traction selon le taux de déformation), (b) les différents paramètres qui peuvent influencer la résistance dynamique en traction du béton, (c) les modèles constitutifs de béton capable de prendre en compte l'effet du taux de déformation sur la résistance du béton (LS-Dyna et ABAQUS).
- Étudier la performance des modèles constitutifs de béton disponibles dans le logiciel LS-Dyna qui sont capables de modéliser l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique du béton.
- Effectuer des essais de traction dynamique à l'échelle du matériau pour évaluer la performance du matériau MAT\_CSCM (LS-Dyna) à modéliser le comportement dynamique en traction du béton.
- Effectuer des analyses sismiques linéaires à l'échelle d'un barrage (80 m de hauteur) afin d'estimer la demande (contraintes de traction) et l'endommagement basée sur une approche de cumul des durées où les contraintes de traction excèdent la résistance à la traction du béton USACE (2003).
- Effectuer des analyses sismiques non linéaires à l'échelle d'un barrage afin d'étudier les effets suivants sur la résistance à la traction et la fissuration sismique des barrages : taux de déformation, (b) historique des sollicitations (Séisme de Ouest vs Est) et (c) potentiel de glissement du bloc supérieur.
- Étudier l'effet des contraintes initiales sur la résistance dynamique en traction.
- Formuler des recommandations sur la prise en compte du taux de chargement à l'aide du DIF lors de l'étude sismique des barrages en béton (DIF – *Dynamic Increase Factor*;  $f_t(dyn) = (DIF) \cdot f_t(stat)$ ).



## 1.4 Méthodologie

Pour réaliser ce projet de recherche, une approche progressive est mise en place afin de remplir les objectifs cités ci-dessus. Suite à la revue de la littérature, des investigations préliminaires sont réalisées afin d'obtenir des informations sur les études expérimentales et numériques sur la résistance dynamique du béton. Par la suite, une évaluation du modèle constitutif de béton (MAT\_CSCM) implanté dans LS-Dyna à l'échelle du matériau est effectuée afin de sélectionner les paramètres d'entrées et de juger si ce modèle de béton est capable de modéliser correctement le comportement dynamique du béton. Ensuite, un plot du barrage Outarde-3 est modélisé dans le logiciel LS-Dyna à l'aide de la méthode des éléments finis. Des analyses sismiques linéaires sont réalisées dans le but de valider le modèle et cibler les zones susceptibles de subir de la fissuration, et estimer de l'endommagement selon la méthode de USACE (2003). Ensuite, des analyses sismiques non linéaires en tenant compte du taux de déformation sont menées afin d'évaluer la résistance dynamique en traction (DIF ( $\dot{\epsilon}$ )) et l'effet du taux de déformation sur la fissuration sismique d'un barrage-poids pour différents séismes (Ouest et Est canadien). Par la suite, des analyses sismiques non linéaires sans tenir compte du taux de déformation seront réalisées afin de comparer la fissuration sismique obtenue avec les méthodes conventionnelles d'analyses proposées dans les lignes directrices sur la sécurité des barrages en béton. Pour finir, une approche simplifiée est développée afin d'étudier l'effet des contraintes initiales sur la résistance dynamique à l'échelle du matériau. La Figure 1.3 synthétise les étapes de la méthodologie utilisée dans le cadre de ce projet.

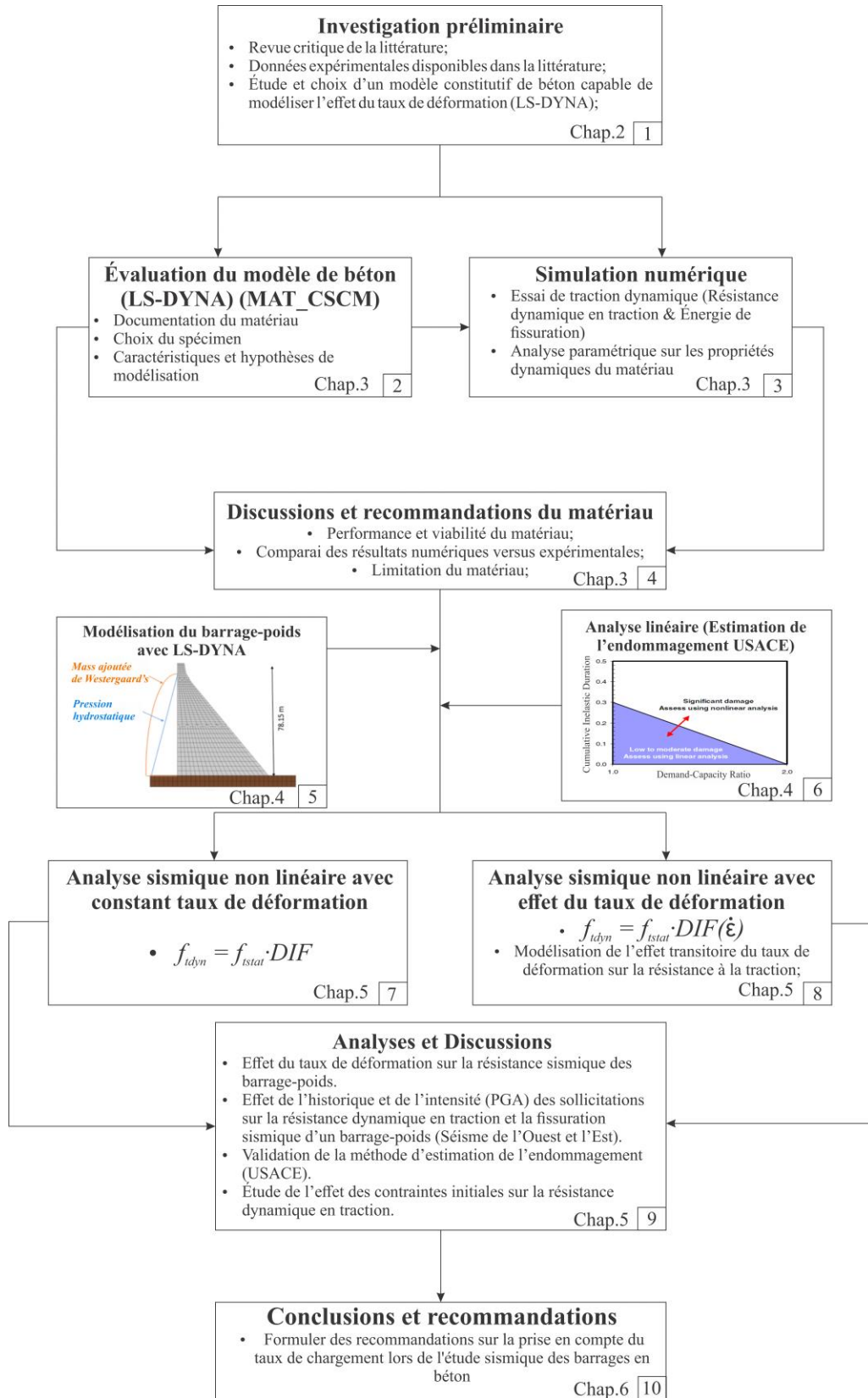


Figure 1.3 : Résumé de la méthodologie adoptée

## 1.5 Contributions de la recherche

Ce projet de recherche permettra d'approfondir les aspects suivants :

- Apporter des connaissances plus approfondies du comportement dynamique du béton de barrage.
- Prise en compte plus réaliste de la résistance dynamique en traction du béton lors des analyses par éléments finis.
- Participer au développement et à l'utilisation des modèles avancés de fissuration sismique des barrages en béton (LS-Dyna).

## 1.6 Structure du document

Afin de répondre aux objectifs du projet de recherche, le contenu de ce mémoire est divisé en six chapitres.

- Le deuxième chapitre présente une revue de littérature détaillée sur la résistance dynamique du béton de masse et les modèles constitutifs de béton qui prennent en compte l'effet du taux de déformation.
- Le troisième chapitre présente l'évaluation du matériau MAT\_CSCM implanté dans le logiciel LS-Dyna. Des recommandations sont suggérées concernant la sélection des paramètres de modélisation, la performance du modèle CSCM afin de modéliser l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction du béton de masse.
- Le quatrième chapitre se concentre la modélisation du barrage Outarde-3 et sur l'estimation de l'endommagement sismique à partir des analyses linéaires élastique.
- Le cinquième chapitre présente les analyses non linéaires en tenant compte du taux de déformation et des contraintes initiales. Les résultats concernant la résistance à la traction dynamique sont présentés pour les différents séismes. Une étude sur la fissuration sismique du barrage Outarde-3 en tenant compte de l'effet du taux de déformation versus les méthodes d'analyses conventionnelles (DIF=CST) est présentée. Une étude de l'effet des contraintes initiales sur la résistance à la traction dynamique est aussi présentée.

- Le dernier chapitre présente les conclusions et recommandations du projet et donne les orientations pour de futurs projets.

## CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE

### 2.1 Introduction

Les structures en béton comme les barrages, les ponts et les bâtiments peuvent subir des séismes, des impacts et des explosions durant leurs années de service. Il est donc important d'avoir une bonne connaissance des propriétés mécaniques du béton sous différents types de sollicitations. La Figure 2.1 présente les différents types de sollicitations pouvant subvenir dans les années de service d'une structure en béton.

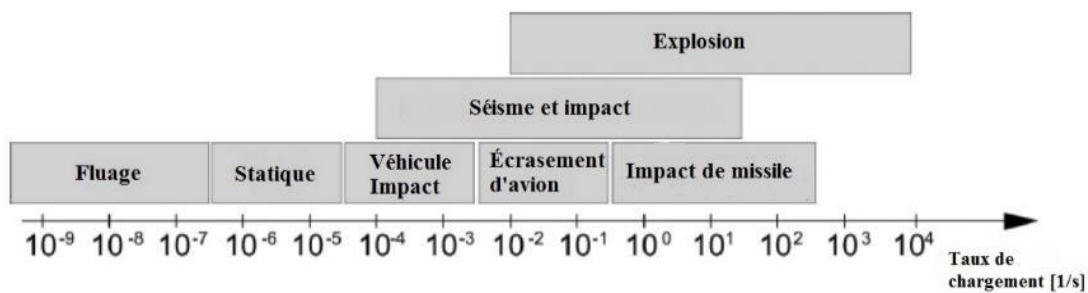


Figure 2.1 : Le taux de déformation considéré pour différents types de chargement (adaptée de Pająk 2011).

Ces sollicitations peuvent être classées selon leurs taux de déformation. Le taux de déformation est défini comme étant la vitesse à laquelle la déformation du matériau se produit et son unité est s $^{-1}$ . Mathématiquement, le taux de déformation est caractérisé par la relation suivante :

$$\dot{\varepsilon}(\text{s}^{-1}) = \frac{d}{dt}(\varepsilon) \quad (1)$$

Où  $\dot{\varepsilon}$  est le taux de déformation et  $\varepsilon$  représente la déformation du matériau. Un taux de déformation plus petit ou égal à  $10^{-6}$  s $^{-1}$  est considéré comme quasi-statique. Dans le cas d'un séisme le taux de déformation varie entre  $10^{-4}$  s $^{-1}$  et  $10^1$  s $^{-1}$ . Les impacts sont qualifiés par un taux de déformation plus grand que  $10^1$  s $^{-1}$ .

Abrams (1917) est le premier auteur à avoir remarqué que les propriétés mécaniques du béton sont sensibles au taux de déformation. Par la suite, de nombreuses études expérimentales ont été menées afin de mieux comprendre l'influence du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du

béton. La Figure 2.2 présente l'évolution des critères de la contrainte de traction admissible, et de l'estimation de la résistance du béton de masse à la traction aux fils des ans.

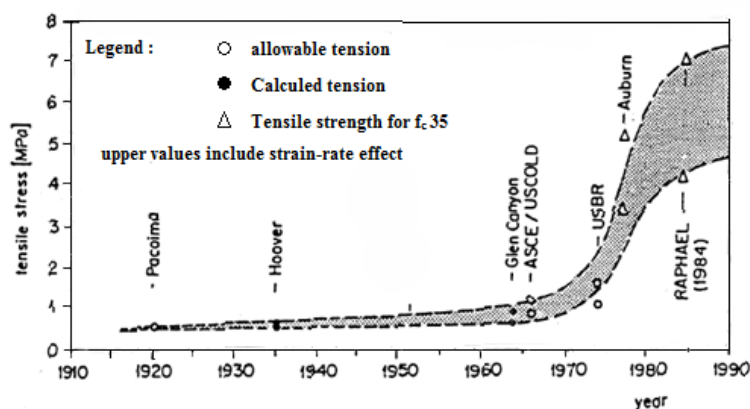


Figure 2.2 : Évolution de la résistance en traction pour les barrages en béton (Yeh 1990)

Avant 1920, peu d'études ont été effectuées sur le comportement dynamique en traction du béton. Raphael (1984) fait partie des premiers chercheurs à avoir étudié la résistance dynamique en traction du béton de masse lors d'essais en laboratoire et recommandé des valeurs pour la conception sismique des barrages en béton.

De nos jours, de nombreuses études expérimentales ont été réalisées sur l'effet du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du béton. La plupart de ces études s'entendent sur le fait que la résistance mécanique du béton augmente avec l'augmentation du taux de déformation. Le terme anglo-saxon utilisé dans la littérature pour représenter l'effet du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du béton est le « *Dynamic increase factor* » (DIF). Le DIF est le facteur d'augmentation par lequel la résistance du béton est multipliée pour un taux de déformation donné. Il est défini comme étant le ratio de la résistance dynamique sur la résistance quasi-statique.

L'objectif de cette revue de littérature est de présenter l'état de l'art de l'effet du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du béton. Dans un premier temps, une attention particulière est portée sur la différence entre le type de mélange utilisé lors des essais expérimentaux (béton structural vs béton de masse). Par la suite, l'effet du taux de déformation sur le processus de fissuration du béton est abordé. Ensuite, l'état de l'art de l'effet du taux de déformation sur : la résistance à la traction, la résistance à la compression, le module d'élasticité, et le coefficient de Poisson sont traités. Pour finir, une revue des modèles constitutifs de béton capable de modéliser l'effet du taux de déformation est présentée.

## 2.2 Les particularités du béton de masse et du béton structural

Pour pouvoir étudier le comportement sismique d'un béton de masse, il est primordial d'avoir une bonne connaissance de celui-ci. Les propriétés du béton sont directement liées à sa composition : ratio eau/ciment (w/c), type de ciment, taille et type de granulats. De ce fait, il faut distinguer le béton structural utilisé dans les bâtiments versus le béton de masse utilisé dans la construction d'ouvrage massif tels que les barrages. La différence entre le béton structural et le béton de masse est principalement associée à la taille du plus gros granulats présent dans le mélange. Le béton structural est caractérisé par la présence de granulats variant de 19 mm à 38 mm de diamètre. Le béton de masse quant à lui est caractérisé par la présence de granulats variant de 19 à 150 mm de diamètre. La Figure 2.3 illustre la composition des mélanges de béton structural en comparaison à du béton de masse.

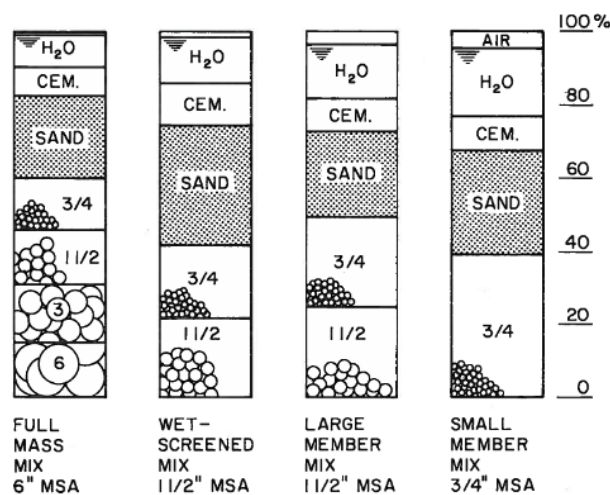


Figure 2.3 : Illustration typique de mélange de béton, (MSA, maximum size aggregate, 6" = 150mm) (Raphael 1978).

Walker et al. (1960) et Li et al. (2015) ont mené plusieurs essais au laboratoire pour étudier l'influence de la taille des granulats sur les propriétés mécaniques du béton. Tous les deux ont conclu que l'augmentation de la taille maximale des granulats dans le mélange de béton a pour effet de diminuer la résistance à la compression et à la traction. La Figure 2.4 présente les résultats obtenus par Walker and Bloem (1960). La diminution de la résistance du béton de masse peut être expliquée par le fait que l'interface pâte-granulats présente souvent une zone de faiblesse causée par le ressuage lors du processus d'hydratation du ciment. D'après Houghton (1976) la taille des

granulats affecte aussi la capacité de déformation en tension du béton. Il a observé que le béton de masse a une plus grande capacité de déformation que le béton structural.

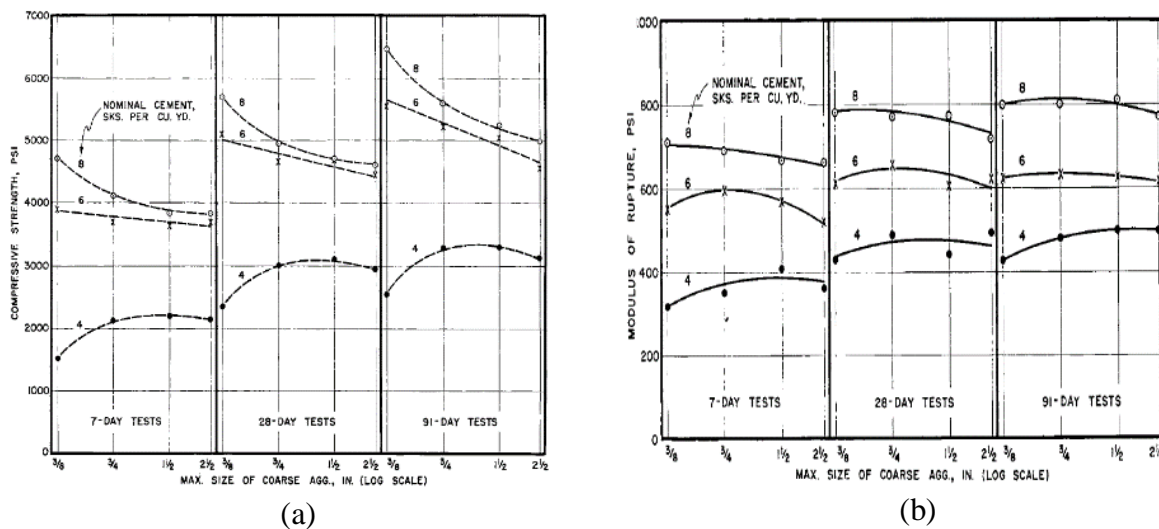


Figure 2.4 : Évolution de la résistance en fonction du temps du béton : (a) Traction et (b) Compression (Walker and Bloem 1960).

Certains auteurs ont tenté d'étudier l'influence de la taille des granulats sur le module d'élasticité du béton. La Figure 2.5 présente les résultats obtenus par Branks et al (1935) sur l'influence de la taille des granulats et le module d'élasticité du béton. Il a conclu à travers ces études que la taille des granulats n'avait pas beaucoup d'influence sur le module d'élasticité. En effet, il a observé que le module d'élasticité est plus tôt contrôlé par le rapport eau/ciment ( $w/c$ ) du mélange.

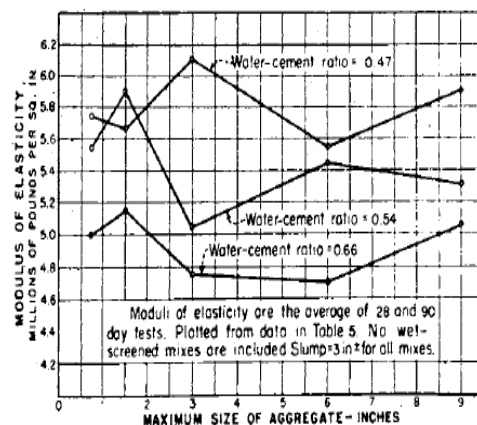


Figure 2.5 : Module d'élasticité du béton en fonction de la taille des granulats (Blanks and McNamara 1935)



## 2.3 Propriétés de fissuration du béton

La fissuration est un aspect important en ce qui trait au comportement des structures en béton. En effet, il est important de comprendre les propriétés de fissurations du béton afin de prédire son comportement sous différents types de sollicitations.

Présentement, il existe plusieurs modèles constitutifs permettant de prédire la fissuration du béton. En plus de la résistance à la traction du béton, la plupart des modèles présentés dans la littérature sont basés sur l'énergie de fissuration qui prend en compte l'énergie spécifique de fissuration ( $G_f$ ) et la courbe contrainte-déformation en traction. Le paramètre  $G_f$  est défini comme étant énergie nécessaire pour créer une surface de fissure unitaire, et est mesuré en réalisant un essai à fissuration contrôlée. Mathématiquement,  $G_f$  est égale à l'aire sous la courbe de la courbe d'adoucissement en traction du béton. Plusieurs études expérimentales affirment que la valeur  $G_f$  dépend de la taille des granulats utilisés dans le mélange de béton. En effet,  $G_f$  tend à augmenter avec la taille des granulats (Hillerborg 1985 et Trunk et al. 1998). La Figure 2.6 présente la valeur de l'énergie de fissuration en fonction de la taille des granulats. Brühwiler (1990) a étudié les propriétés de fissuration du béton de masse versus celles du béton structural afin de mieux comprendre l'influence des granulats sur la fissuration du béton. Il conclut que les bétons avec des granulats de plus grosses dimensions ont tendance à former plus des fissures de plus grande surface ce qui leur permet de dissiper plus d'énergie lors de la fissuration. La Tableau 2.1 présente un résumé des études expérimentales effectuées sur l'influence de la taille des granulats et l'énergie de fissuration.

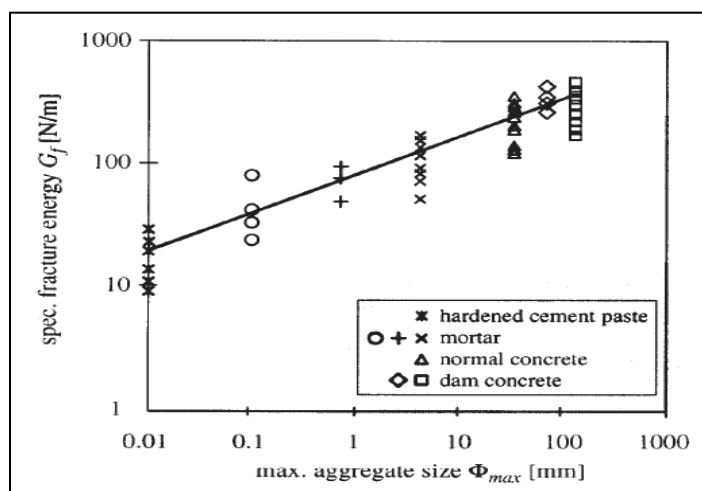


Tableau 2.1 : Les propriétés mécaniques statiques de la fissuration du béton

| Références                | w/c  | Da (mm) | G <sub>f</sub> (N/m) | f <sub>t</sub> (MPa) | E (GPa) | w <sub>c</sub> (mm) | l <sub>ch</sub> |
|---------------------------|------|---------|----------------------|----------------------|---------|---------------------|-----------------|
| Brühwiler 1990            | -    | 80      | 230                  | 2.4                  | 36      | 0.25                |                 |
|                           | -    | 120     | 310                  | 2.3                  | 27      | 0.30                |                 |
|                           | -    | 120     | 270                  | 2.0                  | 29      | 0.37                |                 |
|                           | -    | 32      | 140                  | 3.4                  | 36      | 0.16                |                 |
| Li et al. 2015            | 0.41 | 150     | 505                  | 3.0                  | 26      | 0.35                |                 |
|                           | 0.41 | 40      | 166                  | 3.95                 | 36.38   | 0.17                |                 |
| Saouma et al. 1991        | 0.55 | 19      | 173                  | 2.81                 | 18      | -                   | 394             |
|                           | 0.55 | 38      | 223                  | 2.67                 | 16.9    | -                   | 529             |
|                           | 0.55 | 76      | 226                  | 2.41                 | 16.5    | -                   | 642             |
| Wittmann 2002             | 0.28 | 32      | 158.7                | 3.8                  | 49      | 0.2                 | 538             |
|                           | 0.38 | 32      | 152.1                | 2.7                  | 45      | 0.23                | 1300            |
|                           | 0.55 | 32      | 123.6                | 1.9                  | 38      | 0.23                | 938             |
| Bazant, Z. P. et al. 1988 | 0.6  | 12.7    | 35.2                 | -                    | -       | -                   | -               |
|                           | 0.6  | 12.7    | 39                   | -                    | -       | -                   | -               |
| Ghaemmaghami et al. 2006  | 0.53 | 65      | 178                  | 2.7                  | 26.7    | -                   | -               |
|                           | 0.45 | 50      | 129                  | 3.7                  | 27.4    | -                   | -               |
|                           | 0.39 | 40      | 88                   | 4.2                  | 29.2    | -                   | -               |
|                           | 0.3  | 30      | 79                   | 4.4                  | 30.1    | -                   | -               |
|                           | 0.28 | 20      | 72                   | 4.7                  | 30.9    | -                   | -               |

w/c = rapport eau/ciment du mélange

Da = taille maximale des granulats

w<sub>c</sub> = largeur de fissure maximale à laquelle f<sub>t</sub>=0 MPal<sub>ch</sub> = longueur de fissure caractéristiquef<sub>t</sub> = résistance à la traction statique

Présentement, très peu d'études ont été effectuées en ce qui concerne l'effet du taux de déformation sur l'énergie de fissuration du béton. De ce fait, aucune information n'est présente dans les lignes directrices au sujet de la valeur de  $G_f$  lors de conception sismique des barrages. De même, très peu de modèles constitutifs de béton prennent en compte l'effet du taux de déformation sur l'énergie de fissuration.

Wittman et al. (1988) ont mené des travaux pour mesurer l'énergie de fissuration du béton pour différents taux de déformation. Les essais ont été effectués sur des bétons structuraux avec des taux de déformation variant entre  $10^{-6} \text{ s}^{-1}$  à  $10^{-2} \text{ s}^{-1}$ . Une augmentation de 45% (DIF=1.45) de l'énergie de fissuration a été observée pour un taux de déformation d'environ  $10^{-2} \text{ s}^{-1}$ .

Ruiz et al. (2011) a mesuré l'énergie de fissuration en considérant plusieurs types granulats et différentes tailles de spécimens. Il observe que la valeur de  $G_f$  augmente rapidement lorsque le taux de déformation dépasse  $10^{-2} \text{ s}^{-1}$ .

Brühwiler (1990) a étudié l'influence du taux de déformation sur le mécanisme de fissuration du béton de masse. Les essais menés confirment les résultats des deux essais précédents. En effet, il rapporte que la valeur de  $G_f$  augmente de 56% (DIF=1.56) pour un taux de déformation d'environ  $10^{-2} \text{ s}^{-1}$ . De plus, il a aussi observé que l'énergie de fissuration est moins sensible au taux de déformation que la résistance à la traction du béton. La relation suivante a été proposée par Brühwiler (1990) pour évaluer l'effet du taux de déformation sur l'énergie de fissuration :

$$G_f = G_{f,0} \cdot \left( \frac{\dot{\epsilon}_d}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{0.048} \quad (2)$$

Où  $G_f$  représente l'énergie de fissuration dynamique,  $G_{f,0}$  est l'énergie de fissuration statique,  $\dot{\epsilon}_d$  correspond à un taux de déformation supérieur à  $10^{-5} \text{ s}^{-1}$  et  $\dot{\epsilon}_s$  qui désigne le taux de déformation quasi-statique égale à  $10^{-5} \text{ s}^{-1}$ .

### 2.3.1 Effet du taux de déformation sur le processus d'endommagement et de fissuration

L'influence du taux de déformation sur le processus d'endommagement (réduction des propriétés mécaniques de résistance et de rigidité) et de fissuration a été observée à travers plusieurs études expérimentales.

Généralement, il est accepté de représenter le processus de fissuration du béton sous sollicitation statique par les étapes décrites à la Figure 2.7. Pour un taux de déformation faible (statique), les microfissures ont assez de temps de se propager à travers les zones de plus faible résistance l'intérieur de la matrice du béton. En effet, les fissures se propagent en contournant l'interface pâte-granulats qui sont les zones de plus faible résistance dans la matrice du béton. Ceci résulte donc d'une rupture par séparation de la pâte de ciment et des granulats.

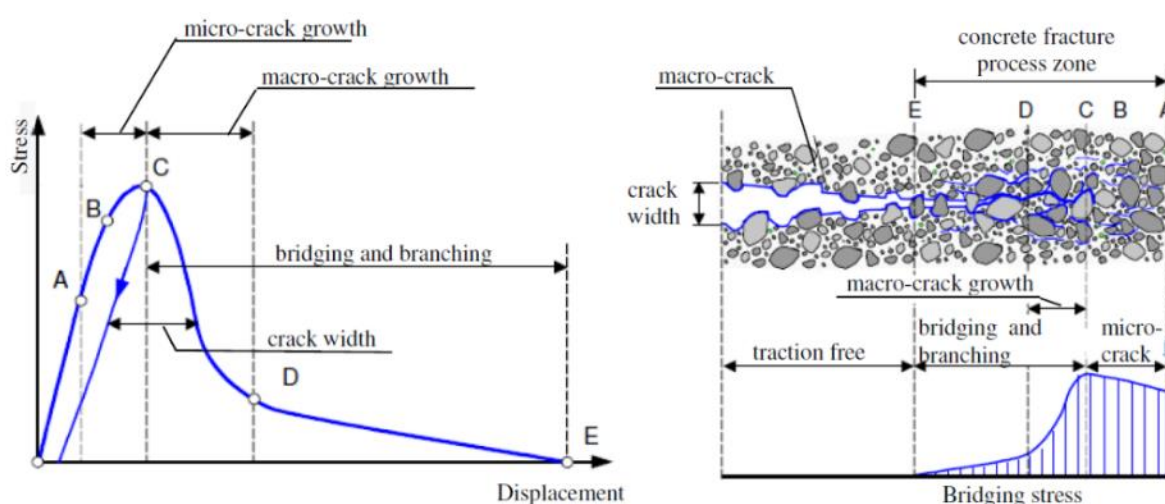


Figure 2.7 : Explication du processus de fissuration du béton en traction sous une charge statique (Bede et al. 2015).

À l'opposé, pour des taux de déformation élevés (charge dynamique), les études expérimentales ont montré que les fissures se développent rapidement et n'ont pas le temps de propager dans les zones de faibles résistances. Donc, les fissures se propagent à travers les zones de plus grande résistance comme les granulats. Étant donné que les granulats possèdent, une résistance plus élevée que la pâte de ciment, ceci résulte d'une augmentation de l'énergie et de la force nécessaire pour causer la rupture du spécimen de béton. La Figure 2.8 illustre le mécanisme de fissuration du béton sous l'effet d'un taux de déformation élevé.

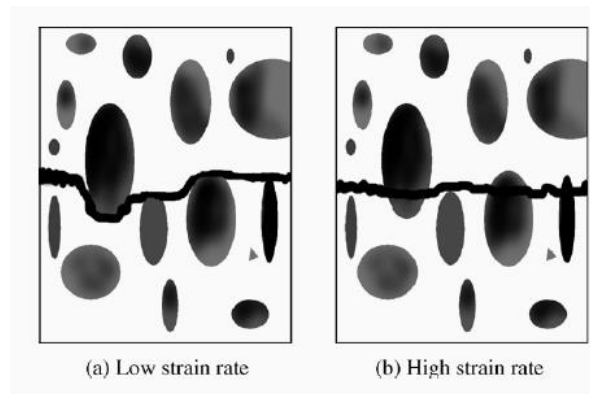


Figure 2.8 : Description de la fissuration sous une sollicitation dynamique (Yan et al. 2008).

## 2.4 Effet du taux de déformation sur les propriétés du béton

### 2.4.1 Propriétés dynamiques proposées par les lignes directrices

L'application d'une charge dynamique provoque une augmentation des propriétés mécaniques du béton comme : la résistance à la traction, la résistance à la compression, et le module d'élasticité. Cette augmentation varie en fonction du taux de déformation appliqué. En pratique, il est permis de prendre en compte ce phénomène pour l'évaluation sismique des barrages. En effet, les lignes directrices d'analyse des barrages proposent une méthode simplifiée pour prendre en compte l'effet du taux de déformations sur les propriétés dynamiques du béton. Cette méthode consiste à amplifier les propriétés mécaniques du béton par un certain pourcentage (DIF). Le Tableau 2.2 indique les facteurs d'amplification dynamique (DIF) à utiliser sur les propriétés mécaniques du béton lors des analyses sismiques.

- ❖ **Résistance à la traction** : La résistance dynamique en traction du béton a été introduite dans les lignes directrices de barrages durant les années 1980. Avant cette date, la résistance dynamique en traction du béton n'était pas considérée dans l'évaluation sismique des barrages. USBR (1987) a proposé les premières valeurs sur l'augmentation de la résistance à la traction pour tenir en compte l'effet du taux de déformation lors des analyses sismiques. Il a proposé une augmentation de 70 à 100% (DIF=1.7 à 2) de la résistance à la traction pour l'étude sismique des barrages-poids. Cependant, ces valeurs ont été ajustées dans le USBR (2013) par une augmentation de 50% (DIF=1.5) de la résistance à la traction. Cette valeur (DIF=1.5) est reportée dans d'autres lignes directrices de barrage (USACE (2007), FERC (1999), CHINCOLD (2014) et ANCOLD (1991)). Actuellement (2018), une augmentation de 50% (DIF=1.5) de la résistance à la traction pour prendre en compte l'effet du taux de déformation est largement acceptée dans la plupart des lignes directrices de barrages.
- ❖ **Résistance à la compression** : Une augmentation de 30% de la résistance à la compression due à l'effet d'un chargement rapide est généralement recommandée USACE (1994) et FERC (1999). Cependant, certaines lignes directrices proposent des augmentations plus faibles (  $\approx$  15% à 20%) pour prendre en compte l'effet du taux de déformation sur la résistance à la compression USACE (2007) et USBR (2013).

- ❖ **Module d'élasticité** : Certaines lignes directrices donnent des recommandations sur l'augmentation du module d'élasticité causé par l'application d'un taux de déformation dynamique. Une augmentation de 25% (DIF=1.25) du module d'élasticité est recommandée par FERC (1999) et FOWG (2003). D'un autre côté, USBR (1987) et USACE (2007) proposent une augmentation de 20% (DIF=1.2) pour le module d'élasticité dynamique du béton.
- ❖ **Coefficient de Poisson** : Les lignes directrices des barrages présentent des informations contradictoires en ce qui trait de l'effet du taux de déformation sur le coefficient de Poisson. D'un côté, USACE (1994) propose une augmentation de 25% (DIF=1.25) du coefficient de poisson du béton lors des analyses sismiques des barrages-voûtes. De l'autre, USACE (2007) recommande une baisse de 30% (DIF=0.70) du coefficient de Poisson dynamique du béton.

Tableau 2.2 : Sommaire du DIF en traction proposé par différentes lignes directrices.

| Année | Références    | DIF                      |                             |                   |                        | Commentaires   |
|-------|---------------|--------------------------|-----------------------------|-------------------|------------------------|--|
|       |               | Résistance à la traction | Résistance à la compression | Module élasticité | Coefficient de Poisson |  |
| 1977  | USBR (2007)   | -                        | -                           | -                 | -                      | Barrage Voûte  |
| 1987  | USBR (1987)   | 2 à 1.7                  | -                           | 1.2               | -                      | Design pour Petit barrage                            |
| 2013  | USBR (2013)   | 1.5                      | 1.2                         | 1.5               | -                      | Barrage Voûte & Poids                                |
| 1994  | USACE (1994)  | 1.3                      | 1.3                         | 1.2               | 1.25                   | Barrage Voûte  |
| 2007  | USACE (2007)  | 1.50                     | 1.15                        | 1.2               | 0.70                   | Barrage Voûte & Poids                                |
| 1991  | ANCOLD (1991) | 1..5                     | -                           | -                 | -                      | Barrage Poids  |
| 1999  | FERC (1999)   | 1.5                      | 1.3                         | 1.25              | -                      | Barrage Voûte  |
| 2003  | FOWG (2003)   | 1.5                      | 1.5                         | 1.25              | -                      | Barrage Voûte et Poids<br>Résistance limitée à 4 MPa |

## 2.4.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction joue un rôle important dans la fissuration sismique du béton. De ce fait, de nombreuses études expérimentales ont été menées afin de mieux comprendre le comportement dynamique en traction du béton. Ces études ont permis d'observer que la résistance à la traction devient plus élevée avec l'application d'une charge dynamique (séismes et impacts). En d'autres mots, la résistance à la traction augmente avec l'intensité du taux de déformation. La Figure 2.9 présente les résultats de plusieurs études expérimentales sur la résistance dynamique en traction du béton. Dans le cas d'un séisme ( $10^{-3} \text{ s}^{-1}$  à  $10^{-2} \text{ s}^{-1}$ ), il a été observé que la résistance à la traction pouvait être de 50 % à 100% plus élevée que sa résistance statique. Dans le cas des impacts ( $>1 \text{ s}^{-1}$ ), il est possible d'observer qu'il y a une grande variabilité des résultats obtenue lors des essais en laboratoire.

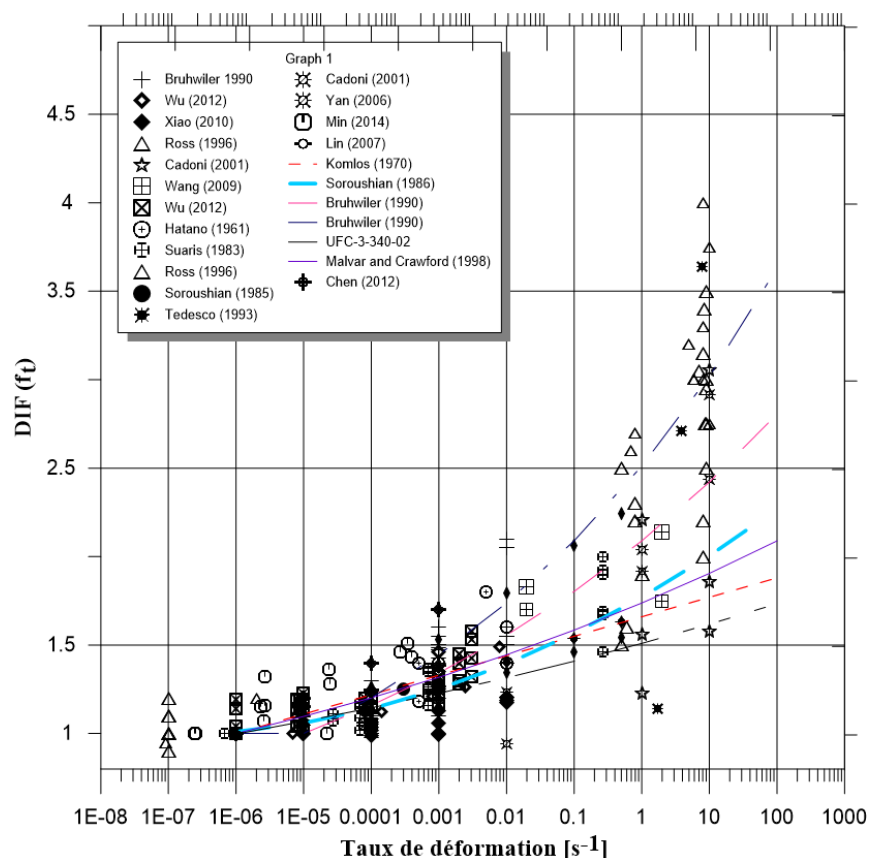


Figure 2.9 : Influence du taux de déformation sur la résistance à la traction dynamique.

Cette section présente les résultats et les conclusions de plusieurs essais expérimentaux ayant utilisé des méthodes de chargement (Presse hydraulique ou SHPD), des types d'essais en traction (traction



directe, flexion et impact) et des mélanges de béton différents pour évaluer la résistance dynamique en traction. Une attention particulière doit être portée dans la comparaison des résultats des différents auteurs. En effet, dans certains cas la comparaison des résultats est seulement possible avec entre certains programmes d'essais en particulier. Les résultats de ces études dépendent de la formulation des mélanges de béton (béton de masse ou béton structural), du type d'essais, de la géométrie des spécimens, et de la méthode de chargement utilisée lors des essais en laboratoire. Le Tableau 2.3 présente un sommaire des études réalisées sur l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction du béton. Les détails des paramètres de ces études expérimentales sont détaillés sur le Tableau 2.3.

Les résultats obtenus par Hatano (1961) rapportent que la résistance à la traction du béton est sensible au taux de déformation. Cependant, Saucier et al. (1978) n'ont pas observé de changement au niveau de la résistance à la traction sous l'effet d'une sollicitation rapide. Suaris et al. (1983b) ont obtenu une augmentation d'environ 50% ( $DIF=1.5$ ) pour un taux de déformation de  $0.46 \text{ s}^{-1}$  confirmant les conclusions obtenues par Hatano (1961). La variabilité des résultats présentés ci-dessus est due à la difficulté de produire des essais de traction directe.

Raphael (1984) a étudié la résistance à la traction du béton de masse. Dans ces études, il a mené des essais de traction dynamique sur des échantillons de béton provenant de plusieurs barrages afin d'étudier l'effet du taux de déformation sur la résistance mécanique. Il a observé que la résistance dynamique en traction est deux fois plus élevée que sa résistance statique sous une sollicitation sismique. Quelques années plus tard, Brühwiler (1990) a lui aussi mené des études sur propriétés mécaniques qui contrôlent la fissuration sismique du béton de barrage. Il a observé que le béton de masse était plus sensible au taux de déformation que le béton structural. Il a obtenu le même ordre de grandeur au niveau de l'augmentation de la résistance à la traction que Raphael (1984). Brühwiler (1990) explique la grande sensibilité du béton de masse au taux de déformation par le biais de la taille des granulats présents dans le mélange. En effet, la présence de gros granulats augmente la force et l'énergie nécessaire pour fissurer le matériau. Soroushian et al. (1985) ont obtenu les mêmes conclusions que Raphael (1984) et Brühwiler (1990) en étudiant la sensibilité du béton de masse à la vitesse de chargement appliquée.

Des méthodes d'essais plus performantes ont été développées afin de mieux étudier l'effet du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du béton. Le Split Hopkinson Pressure Bar (SHPB)

est utilisé pour étudier le comportement dynamique des matériaux pour des taux de déformation situés entre  $10^0$  à  $10^4 \text{ s}^{-1}$ . L'effet du taux de déformation sur les résistances à la traction obtenues avec le SHPB est assez similaire entre elles (Rossi, P et al. 1992, Tedesco et al. 1993 et Cadoni and al 2001). Cependant, l'analyse des résultats pour un taux de déformation donné présente beaucoup de variabilité au niveau du DIF obtenu lors de chaque essai. Certains auteurs affirment que le comportement asymptotique de l'effet du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du béton serait la cause de cette variabilité. De plus, l'application d'une charge de très courte durée peut rendre difficile la prise de mesure et par conséquent fausser les résultats. Pour l'instant, les essais expérimentaux menés en utilisant les presses hydrauliques ou « Drop Hammer machine » présente moins de dispersion que les essais effectués par un SHPB.

Plusieurs relations empiriques ont été proposées par différents auteurs afin d'illustrer l'augmentation de la résistance à la traction en fonction du taux de déformation. Ces relations sont habituellement logarithmiques. Yan et al. (2006) et Lin et al. (2007) ont proposé la relation suivante à la suite de leurs essais expérimentaux sur le comportement dynamique en traction du béton structural :

$$DIF = \frac{f_{t \text{ dyn}}}{f_{t \text{ stat}}} = 1 + 0.134 \log(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s) \quad (3)$$

Où  $\dot{\epsilon}$  correspond au taux de déformation appliqué sur le matériau et  $\dot{\epsilon}_s$  représente le taux de déformation quasi-statique habituellement égale à  $10^{-5} \text{ s}^{-1}$ . Chen et al. (2012) se sont basés sur la théorie de la fissuration et de la thermodynamique afin de développer une relation exponentielle qui prédit la sensibilité du béton au taux de déformation en fonction du type d'essai utilisé. Cette relation est présentée comme suivant :

$$DIF = \frac{f_{t \text{ dyn}}}{f_{t \text{ stat}}} = \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{0.002 \cdot (HSV)^{0.19}} \quad (4)$$

Où HSV représente un paramètre qui est fonction du type d'essai et de la taille du spécimen.

Les paramètres pouvant modifier la sensibilité de la résistance à la traction au taux de déformation sont traités dans les sections suivantes.

Tableau 2.3 : Sommaire des études expérimentales sur DIF en traction du béton.

| Année | Références                       | Type d'essais    | Historique de chargement                       | w/c ratio | Max. gran. (mm) | Traction       |   |   | Commentaire   |
|-------|----------------------------------|------------------|--|-----------|-----------------|----------------|---|---|---|
|       |                                  |                  |  |           |                 | Statique (MPa) | DIF   | $\dot{\epsilon}$ ( $s^{-1}$ )                       |   |
| 1961  | Hatano 1961                      | Traction directe | - Sans pré-chargement<br>- Monotone            | 0.5       | 25              | -              | <b>1</b><br><b>1.2</b><br><b>1.4</b>                                | $10^{-6}$<br>$10^{-3}$<br>$10^{-2}$                 | Béton structural  |
| 1978  | Saucier and Carpenter 1978       | Traction directe | - Sans pré-chargement<br>- Monotone & cyclique | 0.51      | 75              | 1.5            | <b>1 sec</b><br><b>1.3 humide</b>                                   | 1 – 10  | Béton de masse<br>DIF sensible à l'humidité vs béton sec                          |
| 1983  | Suaris, W. and Shah, S. P. 1983b | Flexion          | - Sans pré-chargement<br>- Impact              | 0.5       | 12.7            | 9              | <b>1.07</b><br><b>1.35</b><br><b>1.46</b>                           | $0.27 \cdot 10^{-4}$<br>$0.7 \cdot 10^{-3}$<br>0.27 | Béton structural  |
| 1985  | Soroushian et al. 1985           | Flexion          | - Sans pré-chargement<br>- Monotone            | -         | -               | 6.5            | <b>1.06</b><br><b>1.13</b><br><b>1.20</b>                           | $10^{-5}$<br>$8 \cdot 10^{-5}$<br>$3 \cdot 10^{-4}$ | Béton de masse  |
| 1990  | Brühwiler 1990                   | Traction directe | -Pré-compression (Cyclique)<br>- Monotone      | 0.5       | 80              | 2.4            | $\left(\frac{\dot{\epsilon}_{dyn}}{\dot{\epsilon}_{stat}}\right)^p$ | $10^{-5} \text{ à } 10^{-2}$                        | Béton de masse<br>$p$ est fonction du taux d'endommagement initial en compression |
| 1992  | Rossi, P et al. 1992             | SHPB             | - Sans pré-chargement                          | 0.5       | Absent          | 5 (1)<br>2 (2) | <b>1.6}</b> (1)<br><b>1.7}</b> (1)<br><b>3.8}</b> (2)               | $\frac{2}{4}$ (1)<br>$\frac{4}{4}$ (2)              | Mortier<br>(1) Béton sec et (2) Béton humide                                      |
| 1993  | Tedesco and Ross 1993            | SHPB             | - Sans pré-chargement                          | 0.53      | 10              | 3.86           | <b>1.14</b><br><b>2.71</b><br><b>3.64</b>                           | 1.7<br>3.8<br>7.7                                   | Béton structural  |
| 1995  | Ross et al. 1995                 | SHPB             | - Sans pré-chargement                          | 0.53      | 10              | 3.86           | $\dot{\epsilon}^{1/3}$  |   | Béton structural  |

Tableau 2.3 : Sommaire des études expérimentales sur DIF en traction du béton (suite)

| Année | Références                   | Type d'essais               | Historique de chargement                                      | w/c ratio | Max. gran. (mm) | Traction             |  |                                | Commentaire   |
|-------|------------------------------|-----------------------------|---|-----------|-----------------|----------------------|--|--------------------------------|---|
|       |                              |                             |   |           |                 | Statique (MPa)       | DIF  | $\dot{\epsilon}$ ( $s^{-1}$ )  |   |
| 2001  | Cadoni and al 2001           | SHPB                        | - Sans pré-chargeement  | 0.51      | 25              | 3.28                 | $\left. \begin{matrix} 1.23 \\ 1.57 \end{matrix} \right\} (1)$<br>$\left. \begin{matrix} 1.56 \\ 1.86 \end{matrix} \right\} (2)$<br>$\left. \begin{matrix} 2.21 \\ 3.06 \end{matrix} \right\} (3)$ | 1 a 10                         | Béton structural<br>(1) 0% H.R, (2) 50% H.R. et (3) 100% H.R.                                   |
| 2001  | Cadoni, Labibes, et al. 2001 | SHPB                        | - Sans pré-chargeement  | 0.4       | 10<br>25        | 2.67<br>3.61         | 1.23<br>1  | $10^{-2}$                      | Béton structural ;<br>Étude de l'influence des granulats sur DIF                                |
| 2006  | Yan and Lin 2006             | Traction directe            | - Sans pré-chargeement<br>- Monotone                          | 0.69      | 10              | 2.33                 | $1 + 0.14 \log(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s) (1)$<br>$1 + 0.27 \log(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s) (2)$   | $10^{-5} \text{ a } 10^{-0.3}$ | Béton structural<br>Température essais :<br>(1) 20°C et (2) -30°C                               |
| 2007  | Lin et al. 2007              | Traction directe            | - Pré-tension (statique)<br>après charge cyclique (dynamique) | 0.69      | 10              | 2                    | $1 + 0.134 \log(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)$  | $10^{-5} \text{ a } 10^{-0.3}$ | Béton structural<br>DIF pour un chargement cyclique   |
| 2009  | Wang, H. et al. 2009         | SHPB                        | - Sans pré-chargeement<br>- Impact                            | 0.54      | 20              | 1.49 (1)<br>1.32 (2) | $\left. \begin{matrix} 1.70 \\ 1.75 \end{matrix} \right\} (1)$<br>$\left. \begin{matrix} 1.83 \\ 2.14 \end{matrix} \right\} (2)$   | $10^{-2} \text{ a } 2$         | Béton structural<br>Humidité relative des spécimens : (1) 0% et (2) 100%.                       |
| 2012  | Chen et al. 2012             | Traction directe<br>Flexion | - Sans pré-chargeement<br>- Monotone                          | 0.5       | 15              | 2.5<br>6.5           | $\left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{0.002 \cdot (HSV)^{0.19}}$  | $10^{-6} \text{ a } 10^{-3}$   | Béton structural<br>HSV est fonction du type d'essais (Volume du spécimen soumis à la traction) |

Tableau 2.3 : Sommaire des études expérimentales sur DIF en traction du béton (suite).

| Année | Références                | Type d'essais                             | Historique de chargement   | w/c ratio | Max. gran. (mm) | Traction       |  |                               | Commentaire   |
|-------|---------------------------|---|--|-----------|-----------------|----------------|--|-------------------------------|---|
|       |                           |   |  |           |                 | Statique (MPa) | DIF  | $\dot{\epsilon}$ ( $s^{-1}$ ) |   |
| 2012  | Wu, S., Chen, et al. 2012 | Flexion                                   | - Sans pré-chargement<br>- Monotone  | 0.45      | 150             | 6.5            | $0.11 \cdot \log(\dot{\epsilon}) + 1.65$                                   | $10^{-6} \text{ à } 10^{-3}$  | Béton de masse  |
| 2012  | Wu, S., Wang, et al. 2012 | Traction directe                          | - 30% $f_t$ tension statique<br>- 50% $f_t$ tension statique<br>- 70 % $f_t$ tension statique<br>- 100% $f_t$ tension statique | 0.5       | 20              | 3.43           | 1.46<br>1.35<br>1.27<br>1  | $10^{-3}$                     | Béton structural<br>Étude de l'effet de l'endommagement initial sur le DIF        |
| 2013  | Shiming et al. 2013       | Essais bi-axial<br>Traction-Compression   | - Sans pré-chargement<br>- Compression constante<br>- Tension monotone   | 0.53      | 20              | -              | $\leq 1$   | $10^{-5} \text{ à } 10^{-2}$  | Béton structural<br>DIF diminue $\propto$ avec le confinement latéral             |
| 2014  | Min et al. 2014           | Essai brésilien                           | - Sans pré-chargement  | 0.45      | 40              | 3.5            | $1 - 0.07 \cdot \log(\dot{\epsilon}_r)$                                    | $10^{-7} \text{ à } 10^{-3}$  | Béton de masse  |
| 2014  | Shi et al. 2014           | Essais Triaxial<br>Traction & Compression | - Sans pré-chargement<br>- Compression constante<br>- Tension monotone   | 0.55      | 80              | 1.71           | $\leq 1$   | $10^{-5} \text{ à } 10^{-2}$  | Béton de masse<br>DIF devient plus petit que 1 si le confinement latéral augmente |
| 2015  | Chen et al. 2015          | Flexion (Cyclique)                        | - 0% $f_t$ tension statique<br>- 40% $f_t$ tension statique<br>- 80% $f_t$ tension statique<br>- 100% $f_t$ tension statique   | 0.45      | 150             | 2.85           | 1.17<br>1.32<br>1.32<br>1  | 5                             | Béton de masse<br>Étude de l'effet de chargement initial sur DIF                  |
| 2017  | Shen et al. 2017          | Essais bi-axial<br>Traction & Compression | - Sans pré-chargement  | 0.45      | 80              | -              | $1 + 0.179 \cdot \log\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)$ | $10^{-5} \text{ à } 10^{-2}$  | Béton de masse  |

### 2.4.3 Résistance à la compression

Une augmentation de 25 à 30 % de la résistance à la compression du béton est recommandée par les guides de conception. Une augmentation de la résistance à la compression avec hausse du taux de déformation est largement acceptée dans la littérature. Ceci est démontré à la Figure 2.10, qui représente une compilation des travaux de plusieurs auteurs sur la résistance à la compression dynamique du béton en fonction du taux de déformation. Durant un séisme ( $10^{-3}\text{s}^{-1}$  à  $10^{-2}\text{s}^{-1}$ ), la résistance à la compression du béton peut atteindre une hausse variant de 20 à 40 % (DIF=1.2 à 1.4) en comparaison à sa résistance statique. Il est possible d'observer que les résultats obtenus lors des essais expérimentaux deviennent variables quand le taux de déformation devient élevé ( $10^{-1}\text{s}^{-1}$ ). Mihashi et al. (1980) affirme les méthodes d'essais utilisés sont la cause de cette variation et non le matériau lui-même.

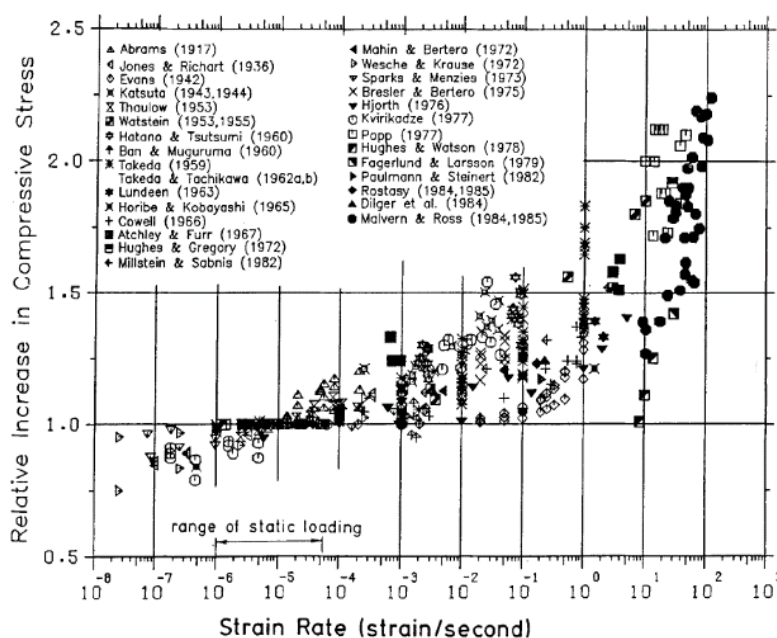


Figure 2.10 : Influence du taux de déformation sur la résistance dynamique en compression du béton (Bischoff et al. 1991)

### 2.4.4 Module d'élasticité

Le module d'élasticité du béton présente une sensibilité à l'effet du taux de déformation (Ross et al. 1996, Reinhardt et al. 1990; Yan and Lin 2006). L'augmentation du module d'élasticité peut

s'expliquer par une diminution interne des microfissures avec l'augmentation du taux de déformation. Ceci résulte d'une courbe contrainte-déformation linéaire plus haute (contrainte de rupture plus élevée) et par conséquent augmente le module d'élasticité. Rossi et al. (1996) affirme la présence d'humidité joue un rôle important dans l'augmentation du module d'élasticité en fonction du taux de déformation. L'effet du taux de déformation sur le module élasticité est moins important en comparaison à la résistance à la traction ( Yan and Lin 2006 et Wu, S., Chen, et al. 2012). La Figure 2.11 illustre la relation proposée entre le taux de déformation et le module d'élasticité obtenue lors des essais expérimentaux.

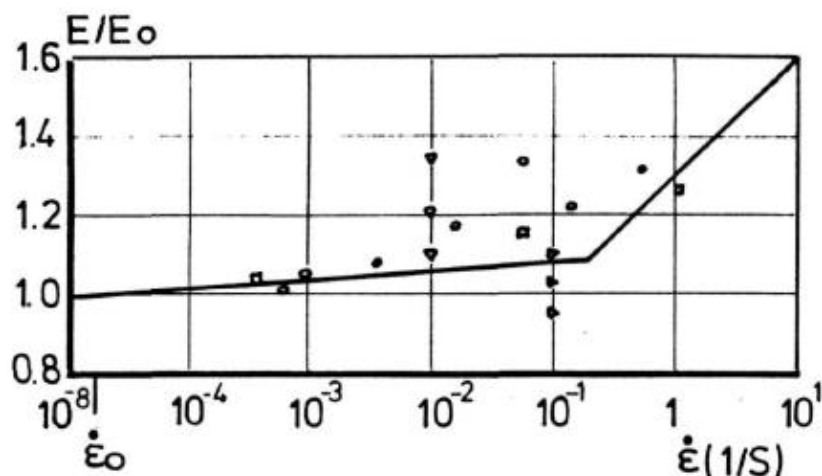


Figure 2.11 : Influence du taux de déformation sur le module d'élasticité du béton (Zielinski 1984).

## 2.4.5 Coefficient de Poisson

Très peu d'information concernant l'effet du taux de déformation sur le coefficient de Poisson est disponible dans la littérature. FIB-CEB (1998) recommande de considérer que le coefficient de Poisson est indépendant du taux de déformation à cause de la disparité des résultats disponibles dans la littérature. Takeda (1962) a remarqué une augmentation du coefficient de Poisson du béton soumis à des efforts de traction dynamique. Cependant, Paulmann (1982) n'a pas observé de changement du coefficient de Poisson avec l'augmentation du taux de déformation.

### 2.4.6 Essais expérimentaux des propriétés dynamiques de barrage existant

Cette section résume les résultats des essais expérimentaux menés sur différents ouvrages existant afin de fournir des informations sur les propriétés mécaniques du béton de masse sous l'effet des sollicitations sismiques. Des conditions de chargement statique ( $10^{-6} \text{ s}^{-1}$  à  $10^{-5} \text{ s}^{-1}$ ) et dynamique ( $10^{-3} \text{ s}^{-1}$ ) ont été réalisées sur des échantillons provenant de différents barrages. Les mesures dynamiques et statiques de la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité sont présentées. Le Tableau 2.4 présente les résultats obtenus lors de ces essais.

Le USBR (1999) a mené des études expérimentales sur des échantillons de béton prélevé dans 15 différents barrages en béton. Sur l'ensemble des échantillons testé, ils ont mesuré une augmentation moyenne de 44% (DIF=1.44) de la résistance à la traction dynamique, avec une covariante de 15%. D'après leur recommandation, il serait préférable de tester chaque ouvrage indépendamment des autres, car les résultats présentent une certaine variabilité. Raphael (1984) a obtenu une augmentation moyenne de 66% (DIF=1.66) de la résistance à la traction. Darbar et al. (2016) ont mené des essais dynamiques sur le barrage Ruskin situé en Colombie-Britannique. Il a observé une augmentation de 36% de la résistance à la traction avec l'application d'une charge cyclique d'intensité croissante dans le temps. Cependant, avec l'application d'une charge cyclique constante, une diminution de la résistance à la traction dynamique a été observée. En bref, la plupart des essais in situ menés sur la résistance à la traction dynamique font l'observation d'une augmentation de résistance.

Les essais menés par USBR (1999) montrent que la résistance dynamique à la compression est généralement plus élevée que la résistance statique à la compression pour la plupart des échantillons prélevés dans les différents ouvrages. L'augmentation moyenne de la résistance à la compression est d'environ 10% (DIF), avec un écart-type de 20%. Raphael (1984) a obtenu une augmentation de 33% de la résistance statique à la compression sous l'effet d'une charge dynamique. Les résultats obtenus par Raphael (1984) sont moins dispersés, comparés à ceux obtenus du USBR (1999).

En ce qui concerne le module d'élasticité, les essais in-situ dirigés par le USBR (1999) rapportent une légère diminution du module d'élasticité dynamique du béton. Le ratio du module d'élasticité dynamique sur la statique obtenu est de 0.89 pour l'ensemble des échantillons testé.



Tableau 2.4 : Essais in situ sur les propriétés dynamiques des barrages (Années de fin de construction).

| Références                       | Barrage                   | Traction (MPa) |           |             | Compression (MPa) |           |      | Module de Young |           |     | Commentaires  |
|----------------------------------|---------------------------|----------------|-----------|-------------|-------------------|-----------|------|-----------------|-----------|-----|---|
|                                  |                           | Statique       | Dynamique | DIF         | Statique          | Dynamique | DIF  | Statique        | Dynamique | DIF |   |
| Saucier and<br>Carpenter<br>1978 | -                         | 2              | 2.10      | <b>1</b>    | 41                | -         | -    | -               | -         | -   | Essais sur petit spécimen ;<br>Chargement cyclique    |
|                                  | -                         | 1.7            | 1.6       | <b>1</b>    | 23.5              | -         | -    | -               | -         | -   | Essais sur grand spécimen ; Essais en<br>traction     |
| Raphael 1984                     | Crystal Springs<br>[1991] | 3.37           | 4.41      | <b>1.31</b> | 31                | 41        | 1.32 | -               | -         | -   | Essais en flexion pour la résistance à<br>la traction |
|                                  | Big Tujunga A             | -              | -         | -           | 24                | 28        | 1.15 | -               | -         | -   | Essais en flexion pour la résistance à<br>la traction |
|                                  | Big Tujunga B             | -              | -         | -           | 37                | 41        | 1.12 | -               | -         | -   | Essais en flexion pour la résistance à<br>la traction |
|                                  | Santa Anita               | 3              | 4.4       | <b>1.48</b> | 31                | 41        | 1.3  | -               | -         | -   | Essais en flexion pour la résistance à<br>la traction |
|                                  | Juncal                    | 3.2            | 5         | <b>1.56</b> | 30.5              | 46.5      | 1.52 | -               | -         | -   | Essais en flexion pour la résistance à<br>la traction |
|                                  | Morris                    | 3.2            | 4.8       | <b>1.46</b> | 36.5              | 53.5      | 1.47 | -               | -         | -   | Essais en flexion pour la résistance à<br>la traction |

Tableau 2.4 : Essais in situ sur les propriétés dynamiques des barrages (suite) (Années de fin de construction).

| Références | Barrage<br>[*]          | Tension (MPa) |           |             | Compression (MPa) |           |      | Module de Young (GPa) |           |      | Commentaires   |
|------------|-------------------------|---------------|-----------|-------------|-------------------|-----------|------|-----------------------|-----------|------|--|
|            |                         | Statique      | Dynamique | DIF         | Statique          | Dynamique | DIF  | Statique              | Dynamique | DIF  |  |
| USBR 1999  | Deadwood [1931]         | 3.14          | 4.76      | <b>1.52</b> | 34.1              | 40.9      | 1.20 | 23.9                  | 26.4      | 1.10 | Barrage à voûte épaisse ; $d_a = 150 \text{ mm}$                   |
|            | Elephant Butte[1916]    | 2.14          | 3.45      | <b>1.61</b> | 17.4              | 25.2      | 1.45 | 19.0                  | 18.7      | 0.98 | Barrage Poids ; $d_a = 76 \text{ mm}$                              |
|            | Monticello [1957]       | 2.31          | 3.48      | <b>1.51</b> | 32.8              | 33.6      | 1.02 | 39.7                  | 42.2      | 1.06 | Barrage a voûte mince ; $d_a = 150 \text{ mm}$                     |
|            | Warm Springs [1919]     | 2.28          | 3.52      | <b>1.55</b> | 21.2              | 17.5      | 0.82 | 24.7                  | 19.9      | 0.81 | Barrage a voûte mince ; $d_a = 150 \text{ mm}$                     |
|            | Hoover [1936]           | 3.90          | 6.72      | <b>1.73</b> | 49.8              | 55.4      | 1.11 | 45.4                  | 29.9      | 0.66 | Barrage a voûte épaisse ; $d_a = 230 \text{ mm}$                   |
|            | Stewart Mountain [1930] | 2.34          | 3.55      | <b>1.51</b> | 34.8              | 36.9      | 1.06 | 26.8                  | 27.5      | 1.03 | Barrage a voûte mince ;  |
|            | Englebright [1941]      | 4.10          | 4.03      | <b>0.98</b> | 45                | 45.9      | 1.02 | 32.7                  | 31.9      | 0.98 | Barrage voûte a épaisseur variable                                 |
|            | Folsom [1956]           | 3.31          | 3.52      | <b>1.06</b> | 29.3              | 32.8      | 1.12 | 26.7                  | 23.6      | 0.88 | Barrage-Poids  |
|            | Warm Springs [1919]     | 2.31          | 3.72      | <b>1.61</b> | 26.8              | 36.4      | 1.36 | 20.8                  | 19        | 0.91 | Barrage a voûte mince ; $d_a = 150 \text{ mm}$ ; Spécimens saturés |
|            | Roosevelt [1995]        | 3.27          | 5.20      | <b>1.59</b> | 33.3              | 31.7      | 0.95 | 41.1                  | 17.9      | 0.84 | Barrage contrefort ; $d_a = 100 \text{ mm}$ Spécimens saturés      |

Tableau 2.4 : Essais in situ sur les propriétés dynamiques des barrages (suite)(Années de fin de construction).

| Références                 | Barrage<br>[*]       | Tension (MPa) |           |                       | Compression (MPa) |           |      | Module de Young (GPa) |           |      | Commentaires   |
|----------------------------|----------------------|---------------|-----------|-----------------------|-------------------|-----------|------|-----------------------|-----------|------|--|
|                            |                      | Statique      | Dynamique | DIF                   | Statique          | Dynamique | DIF  | Statique              | Dynamique | DIF  |  |
| USBR 1999                  | Roosevelt [1995]     | 2.90          | 3.96      | <b>1.37</b>           | 29.9              | 25.7      | 0.86 | 44.5                  | 39.3      | 0.88 | Barrage contrefort ; $d_a = 100 \text{ mm}$<br>Spécimens secs                      |
|                            | Roosevelt [1995]     | 3.65          | 5.79      | <b>1.58</b>           | 37.2              | 44.3      | 1.19 | 30.7                  | 33.4      | 1.09 | Barrage contrefort ; $d_a = 100 \text{ mm}$<br>Spécimens secs                      |
|                            | Roosevelt [1995]     | 4             | 5.79      | <b>1.45</b>           | 42.3              | 33.4      | 0.79 | 42.9                  | 28.3      | 0.66 | Barrage contrefort ; $d_a = 100 \text{ mm}$<br>Spécimens secs                      |
| Darbar et al.<br>2016      | Ruskin Dam<br>[1930] | 1             | 1.36      | <b>1.36</b>           | 37                | -         | -    | 39                    | -         | -    | Barrage-poids ; Charge cyclique<br>avec augmentation progressive de<br>l'intensité |
|                            | Ruskin Dam<br>[1930] | 1             | 0.81      | <b>0.81</b>           | 37                | -         | -    | 39                    | -         | -    | Barrage-poids ; Charge cyclique<br>constante                                       |
| Wang, Haibo<br>et al. 2016 | Shapai               | 1.66-<br>2.05 | 1.76-2.75 | <b>1.28-<br/>1.47</b> | -                 | -         | -    | -                     | -         | -    | Barrage voûte ; $d_a = 80 \text{ mm}$ ;<br>Essais monotone en traction             |
|                            | Shapai               | 1.33-<br>1.49 | 2         | <b>1</b>              | -                 | -         | -    | -                     | -         | -    | Barrage voûte ; $d_a = 80 \text{ mm}$ ;<br>Essais monotone en traction             |

## 2.5 Paramètres pouvant modifier le comportement dynamique du béton

### 2.5.1 Influence du type d'essais sur le comportement dynamique du béton

Actuellement, il existe plusieurs protocoles expérimentaux pour évaluer la résistance en traction du béton. Il est possible d'observer que les résultats des études expérimentales sont différents en fonction du type d'essais utilisés. Les essais de traction les plus souvent utilisés en génie civil sont illustrés à la Figure 2.12. L'état de contrainte du spécimen varie en fonction du type d'essais utilisé. La Figure 2.12 illustre la répartition des contraintes pour différentes procédures d'essai en traction. En traction directe, le béton est soumis à une contrainte en traction uniforme. Par contre, l'essai de flexion à quatre points engendre une contrainte de traction uniquement sur la partie inférieure du spécimen testé. Cette différence au niveau de la répartition des contraintes des essais de traction a une influence sur la valeur de la résistance à la traction mesurée pour chaque essai de traction.

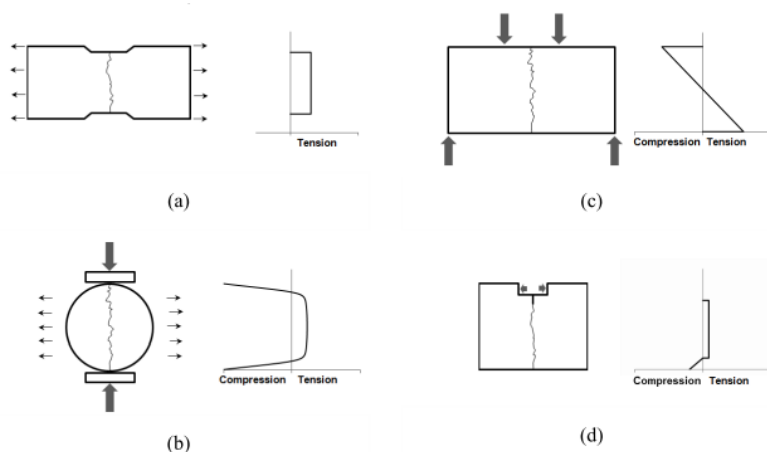


Figure 2.12 : Les différentes procédures d'essai pour déterminer la résistance à la traction : a) Traction directe, b) Essai brésilien, c) Flexion à quatre points, et d) Wedge Splitting (Constantin 2015).

Les essais en flexion à quatre points et en traction directe sont les plus utilisés dans la littérature pour étudier l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction. Les résultats obtenus avec ces méthodes d'essais ne sont pas identiques. Suaris et al. (1983a) a montré dans ces études que l'essai à quatre points est plus sensible à l'effet du taux de déformation que l'essai de traction directe. À l'opposé, Oh (1987) a affirmé le contraire lors de ces études. Récemment, Chen et al. (2012) a mené une étude comparative sur l'essai de traction et flexion à quatre points avec

différents taux de déformation. Cette étude avait pour but de mieux comprendre l'influence des méthodes essais sur le comportement dynamique du béton en traction. Chen et al. (2012) ont conclu à travers ces essais expérimentaux que les résultats obtenus avec les essais de traction directe sont plus sensibles à l'augmentation du taux de déformation en comparaison de ceux obtenus avec les essais de flexion à quatre points. La Figure 2.13 présente les résultats obtenus par Chen et al. (2012) durant ces travaux. À l'aide de Figure 2.13, il est possible d'observer que la traction directe est plus sensible à l'effet du taux de déformation que la flexion à quatre points.

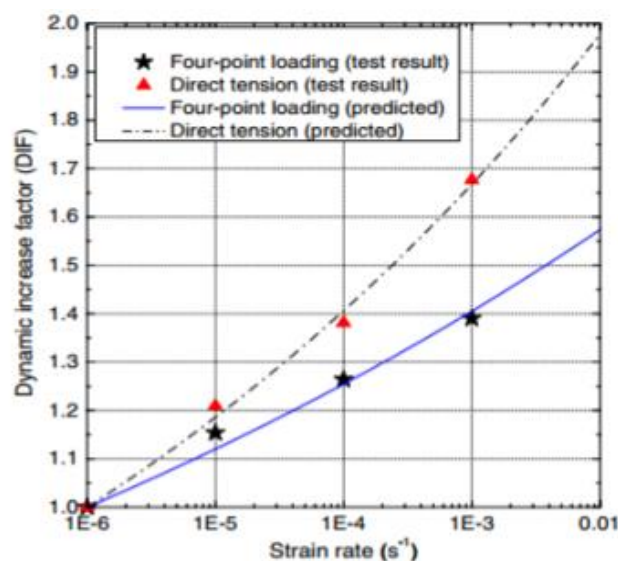


Figure 2.13 : DIF en traction obtenue par un essai de traction directe versus flexion à quatre points (Chen et al. 2012).

### 2.5.2 Effet du confinement biaxial et triaxial sur le comportement dynamique du béton

Les structures en béton sont souvent soumises à des états de contrainte biaxial ou triaxial durant leurs années de service. La compréhension des propriétés du béton sous des sollicitations multiaxiales est très importante pour les applications en génie civil. L'état de contrainte de la structure peut influencer son comportement mécanique lors d'un séisme. Récemment, certains travaux se sont intéressés à l'effet du confinement sur la résistance dynamique à la traction.

Cheng et al. (2011) ont étudié l'effet du confinement sur la résistance dynamique en traction du béton et sur l'évolution du processus d'endommagement. Les résultats obtenus des essais montrent que la résistance dynamique à la traction est affectée par le confinement latéral et le processus

d'endommagement est accéléré par le confinement latéral. Shen et al. (2017) ont effectué des essais en laboratoire avec du béton de masse. L'objectif de cette étude consistait à évaluer la résistance à la traction du béton de masse sous différents taux de déformation et sous différents niveaux de confinement latéral biaxial (tension-compression). Ils ont remarqué que l'augmentation de la résistance à la traction avec l'intensité du taux de déformation est réduite par le confinement latéral (compression). La Figure 2.14a présente les résultats obtenus par Shen et al. (2017) en ce qui concerne le facteur d'amplification dynamique de la résistance en traction (DIF) en fonction du confinement biaxial appliqué. Shi et al. (2015) ont mené des études sur l'effet du confinement triaxial (tension-compression-compression) sur la résistance dynamique en traction du béton pour différents taux de déformation. À travers ces recherches, ils ont été amenés à conclure que l'augmentation du confinement latéral triaxial tend à faire diminuer l'augmentation de la résistance à la traction du béton en fonction du taux de déformation. La Figure 2.14b illustre l'effet du confinement triaxial sur la résistance dynamique en traction du béton (DIF) obtenue par Shi et al. (2014).

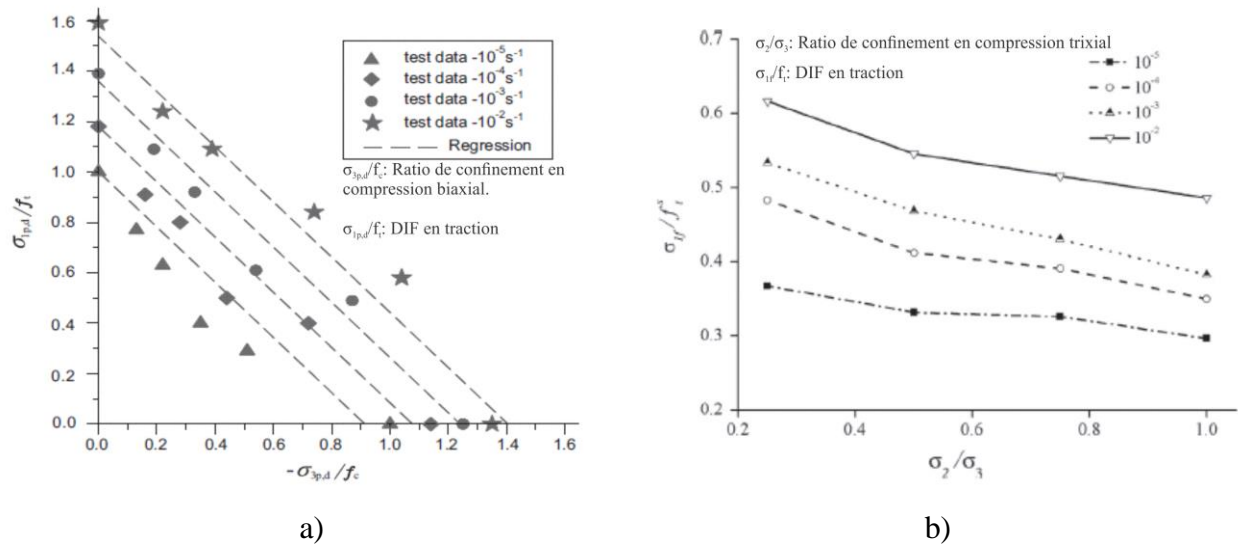


Figure 2.14 : DIF en traction du béton de masse soumis à un contrainte de confinement latéral : a) bi-axial (Shen et al. 2017) et b) triaxial (Shi et al. 2014).

Certaines études menées sur la résistance à la compression dynamique sous l'effet du confinement démontrent que le DIF obtenu en compression augmente avec l'augmentation l'état de contrainte appliquée. En effet, les études menées par Wang et al. (2011) et Yan et al. (2009) affirment que la

résistance à la compression dynamique est plus importante sous une sollicitation multiaxiale comparée à une sollicitation uniaxiale. Les résultats de ces études sont présentés à la Figure 2.15.

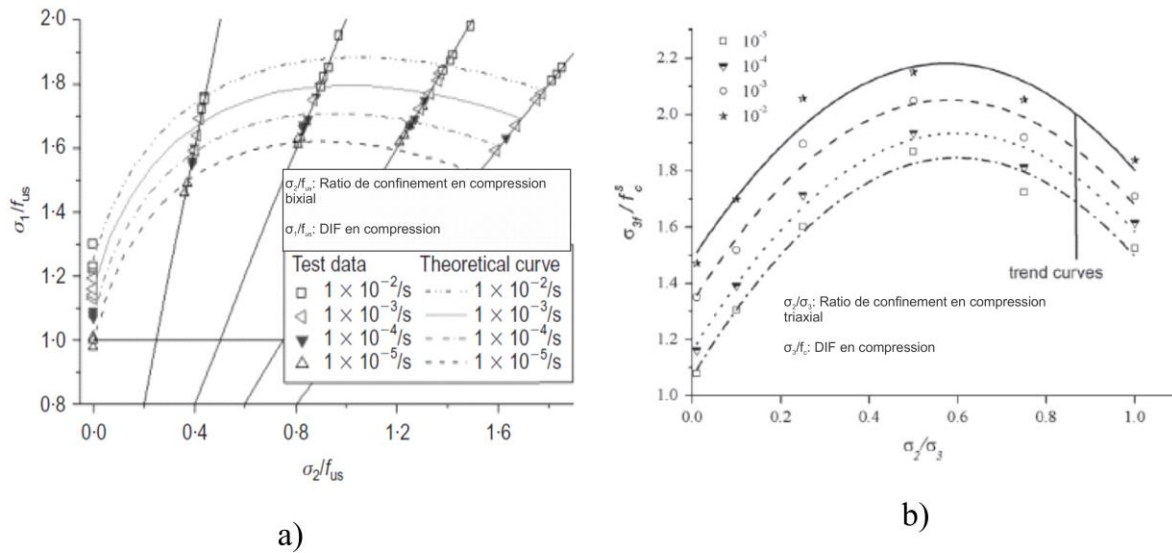


Figure 2.15 : DIF en compression d'un béton de masse soumis à un confinement latéral : a) bi-axial (Wang and Yuan 2011) et b) triaxial (Shi et al. 2014).

### 2.5.3 Influence de l'historique de chargement sur le comportement dynamique du béton

Actuellement, il existe beaucoup d'information sur le comportement dynamique du béton soumis à un chargement monotone. En effet, la plupart des résultats présents dans la littérature sont obtenus par l'application d'une charge monotone avec une augmentation linéaire de l'intensité dans le temps. Cependant, il faut comprendre que les structures en béton peuvent être soumises à différents historiques de chargement (impacts, séismes, et explosions). Récemment, USBR et BC Hydro (Darbar 2016) ont mené des études expérimentales sur le comportement dynamique du béton de masse. L'objectif consistait à étudier le comportement dynamique du béton (traction) sous différents historiques de sollicitations. La procédure d'essais consistait à appliquer une charge cyclique avec une amplitude en rampe et une charge cyclique avec une amplitude constante. La schématisation des sollicitations appliquées durant cette étude est présentée à la Figure 2.16. La charge cyclique en rampe augmente son amplitude à chaque cycle de tension/compression sur une durée de 10 secondes. Pour la charge cyclique constante, son amplitude est constante pour toute la durée de l'essai (30 secondes). La fréquence des sollicitations cyclique est égale à 8 Hz.

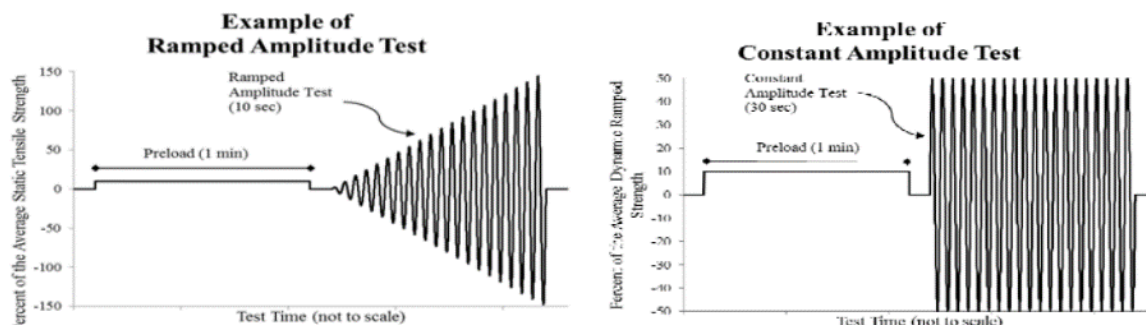


Figure 2.16 : Schématisation des types de sollicitations cycliques testés (Darbar 2016)

Une augmentation de 125% ( $DIF = 1.25$ ) de la résistance à la traction dynamique a été obtenue avec l'application de la charge cyclique en rampe. En revanche, pour la charge cyclique à amplitude constante une baisse de 44% ( $DIF = 0.56$ ) a été observée pour la résistance à la traction dynamique. Il est vraisemblable de remarquer que l'historique de chargement a une influence sur le comportement dynamique en traction du béton. Cependant, il existe peu d'information sur l'effet de l'historique des sollicitations sur la résistance dynamique en traction. Plus d'études sont nécessaires afin de mieux comprendre ce paramètre.

## 2.5.4 Influence des contraintes statiques initiales sur les propriétés dynamiques du béton

De nombreuses études expérimentales ont été menées depuis que Abrams (1917) a observé la sensibilité du béton au taux de déformation appliquée. Cependant, la plupart des études disponibles dans la littérature ne prennent pas en considération l'historique des charges statiques initiales lors des essais. La plupart des ouvrages en béton ont déjà résisté à des contraintes statiques (poids propre, poussée hydrostatique, variations de température) avant d'être sollicités par des charges dynamiques. Pour la sécurité des ouvrages, il est important de comprendre comment les charges statiques initiales affectent la sensibilité du béton au taux de déformation lors d'une sollicitation dynamique. Actuellement, il y a un nombre limité d'informations disponibles à ce sujet. Kaplan (1980) est l'un des premiers à avoir étudié l'effet des charges statiques initiales sur la résistance dynamique en compression du béton. Yan and Lin (2008) ont étudié l'influence des contraintes statiques initiales sur la résistance dynamique à la compression du béton. Ils ont observé que lorsque la contrainte statique initiale augmente, la résistance dynamique en compression du béton



diminue. En effet, selon eux l'application d'une contrainte initiale statique provoque des microfissures dans la matrice du béton ce qui pourrait expliquer la diminution de la résistance dynamique en compression observée. Les résultats observés par Yan and Lin (2008) sont illustrés à la Figure 2.17b.

Hou (2002), Zheng et al. (2007), et Chen et al. (2015) ont mené des études expérimentales afin de mieux comprendre l'influence du chargement statique initial sur la résistance à la traction du béton. Ces travaux ont permis de conclure que l'intensité du chargement statique initial influence le gain de résistance à la traction dynamique obtenue. Les résultats expérimentaux permettent d'observer, lorsque la magnitude du préchargement se situe entre 0 à 70 % de la résistance statique en traction, la résistance dynamique n'est pas trop affectée. Cependant, lorsque le préchargement initial appliqué devient supérieur à 80% de la résistance statique, le béton ne présente plus de gain de résistance en traction dynamique ( $DIF = 1$ ). Les observations de Hou (2002) sont illustrées à la Figure 2.17.

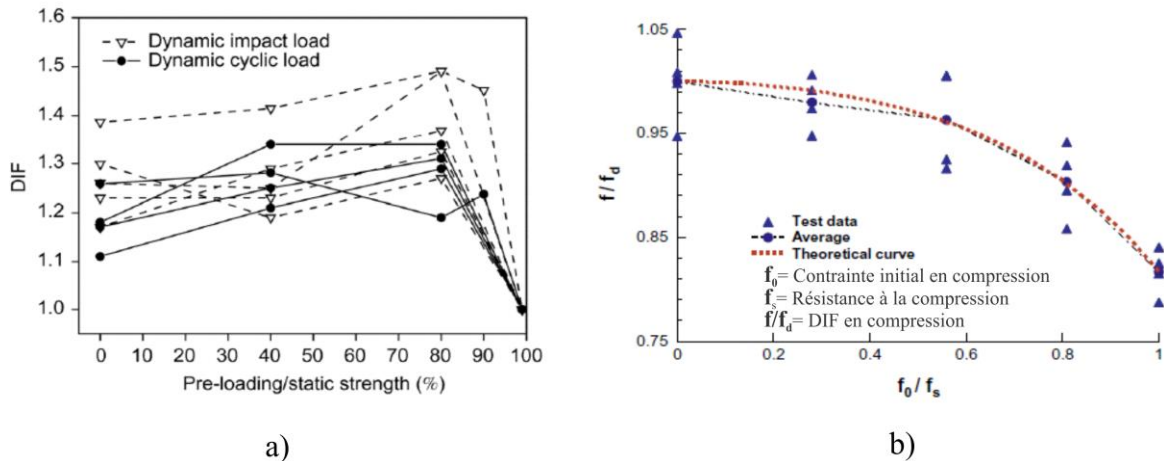


Figure 2.17 : Influence du préchargement statique sur le DIF : a) résistance à la traction (Hou 2002) et b) résistance à la compression (Yan and Lin 2008).

### 2.5.5 Influence de la présence d'eau sur les propriétés dynamiques du béton

La plupart des structures en béton (barrages, ponts, plateformes pétrolières, etc.) peuvent opérer en présence d'eau durant de longues périodes. Il est largement accepté dans la littérature que la présence de l'eau affecte le comportement mécanique du béton. L'effet de l'eau sur la résistance statique du béton est très bien documenté dans la littérature. La plupart des études effectuées démontrent que la résistance à la compression augmente avec la baisse de l'humidité relative du béton. Le même phénomène a été observé avec la résistance à la traction et à la flexion.

Des études expérimentales ont été réalisées sur l'influence de la présence d'eau sur le comportement dynamique du béton. Ainsi, ces travaux avaient pour but de mieux comprendre l'influence de l'eau sur la sensibilité du béton au taux de déformation. Rossi et al. (1990) affirment que la présence d'eau dans le béton joue un rôle important dans la sensibilité du béton au taux de déformation. Cependant, ces travaux n'ont pas permis de juger si la présence d'humidité dans le béton augmente ou diminue la sensibilité du béton au taux de déformation. Cadoni et al. (2001), Rossi et al. (1992) et Suaris and Shah (1983b) ont observé que la résistance dynamique du béton augmente avec l'augmentation de l'humidité relative du béton. La Figure 2.18 présente les résultats obtenus sur la résistance dynamique en traction du béton en présence d'humidité. Wang et al. (2009), Wang et al. (2016), et Watstein (1953) ont obtenu la même conclusion en ce qui concerne la résistance à la compression dynamique du béton.

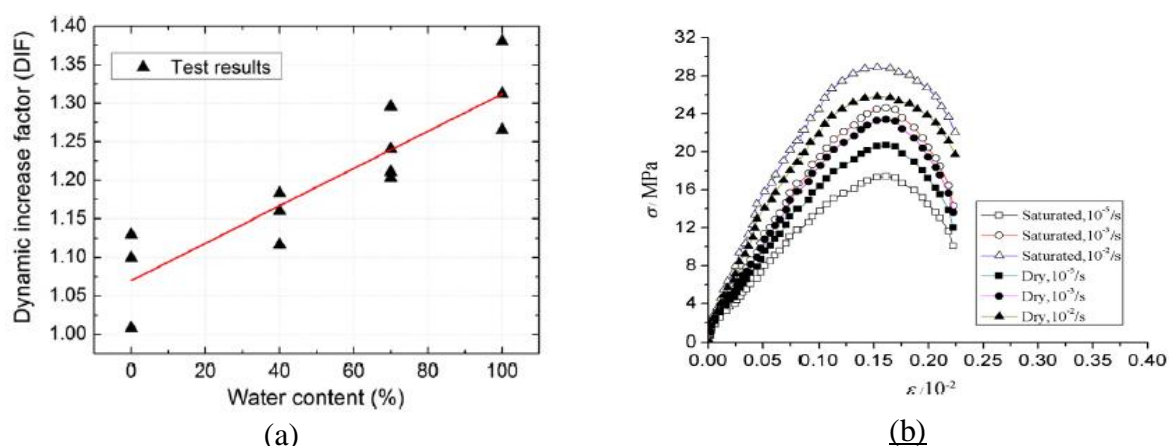


Figure 2.18 : Influence de l'eau sur le comportement dynamique en traction du béton : a) DIF en traction en fonction de l'humidité relative (Wu et al. (2012)) et b) courbe contrainte-déformation (Wang et al. 2016).

Plusieurs auteurs ont proposé des explications afin d'expliquer l'influence de l'eau sur le comportement dynamique du béton. Il a été rapporté dans la littérature que le facteur principal qui influence la sensibilité du béton au taux de déformation est la contrainte de cohésion visqueuse,  $\sigma_v$ , présente dans les pores du béton (Zheng et al. 2004, Yan and Lin 2006 et Wu et al. 2012). Cette contrainte peut s'exprimer par l'expression suivante :

$$\sigma_v = \frac{3\pi\eta R^2}{2h^3} \left( \frac{dh}{dt} \right) \quad (5)$$

dans laquelle  $\eta$  est le coefficient de viscosité de l'eau,  $R$  est le rayon de la fissure et  $h$  est la hauteur de la fissure. La Figure 2.19 illustre l'influence de la contrainte cohésive visqueuse de l'eau à l'intérieur de la matrice du béton. À l'aide des équations proposées dans la littérature, il est possible de constater que la force visqueuse de l'eau est proportionnelle au taux de déformation appliqué. Le modèle mathématique montré ci-dessus pourrait expliquer les changements de la sensibilité du béton au taux de déformation (DIF) pour différentes humidités relatives considérées. Cependant, Cadoni et al. (2001) proposent une explication différente de l'influence de l'eau sur le comportement dynamique du béton. Ils suggèrent le concept de propagation d'onde pour expliquer ce phénomène physique. Selon eux, lorsque les pores du béton sont remplis d'eau ceux-ci vont réfléchir les ondes provenant de la sollicitation dynamique. La réflexion de ces ondes va causer une augmentation des contraintes et provoquer des dommages à l'intérieur du béton. Cependant, lorsque les pores sont remplis d'eau, les ondes ne sont pas beaucoup réfléchies ce qui pourrait provoquer moins de dommage.

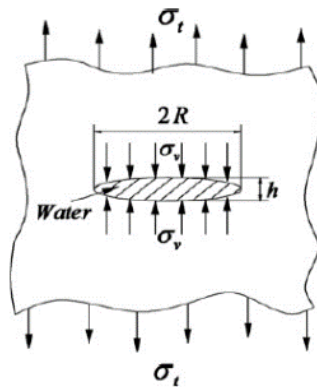


Figure 2.19 : Influence de la force de cohésion visqueuse de l'eau sur la résistance du béton (Wu et al. 2012)

## **2.6 Modèles constitutifs pour tenir en compte de la vitesse de chargement et de l'historique de chargement**

Depuis plusieurs années, plusieurs chercheurs ont réalisé des études afin de pouvoir modéliser le comportement du béton. Modéliser le comportement du béton peut s'avérer difficile, dû au processus complexe de fissuration et à l'hétérogénéité du matériau. Les premiers modèles constitutifs du béton proposés dans la littérature étaient simples, phénoménologiques et non basés sur les lois de résistance des matériaux. Actuellement, plusieurs modèles constitutifs de béton performant sont proposés dans la littérature.

Le comportement du béton devient très complexe à modéliser quand différents types de sollicitations sont appliquées sur le matériau. Un modèle constitutif de béton doit être capable de prédire le comportement du béton pour différentes applications et être capable de reproduire les résultats obtenus en laboratoire. Cependant, cet objectif est très difficile à atteindre à cause des effets suivants: l'anisotropie du matériau, la dégradation élastique et le comportement instable dans le domaine non linéaire. L'objectif général de la modélisation du béton est d'avoir une meilleure compréhension du matériau, de la prédiction de la formation des fissures, de la propagation des fissures, et du processus d'endommagement sous différentes conditions de chargement.

La plupart des modèles constitutifs de béton présents actuellement dans la littérature sont basés sur deux grandes théories : (i) l'endommagement mécanique continue (CDM, continuum damage mechanics) et (ii) l'élastoplasticité. Ces deux théories sont combinées dans la plupart des modèles de béton, car le processus d'endommagement du matériau dépend de ces deux théories. D'autres aspects importants dans le développement de modèles constitutifs de béton sont l'incorporation de surface de rupture, la représentation de l'endommagement sous différentes conditions de chargement, la présence d'un comportement adoucissant, et la dilation du matériau. La plupart des modèles étudiés dans cette revue de la littérature considèrent les propriétés décrites ci-dessus.

Dans le cadre de ce projet, une attention particulière est portée sur les modèles constitutifs qui sont capables de modéliser le comportement dynamique du béton. En d'autres mots, les modèles étudiés sont sensibles au taux de déformation, ce qui leur permet de pouvoir modéliser de manière adéquate le comportement du béton sous des sollicitations dynamiques. Les logiciels commerciaux comme LS-DYNA (2014) et ABAQUS (Dassault Systems 2011) disposent de matériaux de béton qui sont

sensibles au taux de déformation. Les sections suivantes présentent de manière générale ces modèles constitutifs de béton disponibles dans ces logiciels.

### 2.6.1.1 Modèles constitutifs de béton dans LS-Dyna

Le logiciel LS-Dyna propose un large éventail de matériau disponible dans sa librairie. Il dispose de 13 matériaux de béton. Certains de ces modèles de béton ont été spécialement développés pour des applications en génie civil. Les modèles présentés ci-dessous sont capables de modéliser l'effet du taux de déformation sur la résistance du béton et capables de simuler son comportement non linéaire. Dans le cadre de cette étude, le comportement dynamique de ces modèles constitutifs de béton est l'aspect qui nous intéresse le plus. La section suivante présente les équations de DIF utilisée pour prendre en compte l'effet taux de déformation pour les différents matériaux béton disponibles dans LS-Dyna. Chaque développeur implante de manière différente le gain de résistance du béton causé par l'augmentation du taux de déformation.

#### ▪ Continuous Surface Cap Model (CSCM)

Le modèle CSCM implanté dans LS-Dyna est sensible au taux de déformation. La résistance du béton pour ce matériau augmente avec l'augmentation du taux de déformation. L'effet du taux de déformation est appliqué sur la surface de rupture (résistance) et l'énergie de fissuration. L'effet du taux de déformation est appliqué dans le modèle par viscoplasticité. À chaque pas de temps, l'algorithme calcule la contrainte viscoplastique avec le taux de déformation  $\sigma$ . Cette contrainte est calculée par l'interpolation de la contrainte élastique d'essai  $\sigma^L$  et la contrainte sans effet du taux de déformation,  $\sigma^H$  :

$$\sigma = \sigma^L + \eta(\sigma^H - \sigma^L), \text{ avec } \eta = \frac{\Delta t/\gamma}{1 + \Delta t/\gamma} \quad (6)$$

$$\gamma = \frac{\dot{\epsilon}_0}{\dot{\epsilon}^n} \quad (7)$$

Où  $\eta$  est le coefficient de fluidité, et  $\Delta t$  est le pas de temps.

#### ▪ The KCC (Karagozian & Case) Concrete (KCC) Model

Le modèle KCC est sensible au taux de déformation. Il utilise un facteur d'amplification dynamique (DIF) pour ajuster la résistance (traction ( $r_{ft}$ ) et compression ( $r_{fc}$ ) et l'énergie de fissuration quand une charge dynamique est appliquée. Le modèle évalue le DIF en traction et compression de manière séparée. Le DIF est multiplié par la surface de rupture dans le but de

créer une nouvelle surface de rupture pour le même niveau de contrainte. Les valeurs de DIF du modèle sont présentées par les équations 8 et 9. Le modèle K&C permet d'évaluer le DIF pour un taux de déformation allant de  $3 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  à  $300 \text{ s}^{-1}$ .

$$r_{fc} = \begin{cases} \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1.026\alpha} & \dot{\epsilon} \leq 10^6/\text{s} \\ \gamma \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > 10^6/\text{s} \end{cases} \quad (8)$$

$$\gamma = 10^{6.156\alpha-2}$$

$$\alpha = \frac{1}{5 + 0.9f'_c}$$

$$r_{ft} = \begin{cases} \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{\delta} & \dot{\epsilon} \leq 1.0/\text{s} \\ \beta \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > 1.0/\text{s} \end{cases} \quad (9)$$

$$\beta = 10^{6\delta-2}$$

$$\delta = \frac{1}{1 + 0.8f'_c}$$

#### ▪ **The RHT (Riedel, Hiermaier and Thoma) Concrete Model**

Le taux de déformation est aussi pris en compte par le modèle RHT implanté dans LS-Dyna. Le modèle inclut le facteur DIF proposé par le FIB 2010. L'équation de DIF implanté dans le modèle est présentée par l'équation suivante :

$$DIF = \frac{f_{ct}}{f_{ctz}} = \begin{cases} \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1.016\delta_z} & \text{for } \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1}, \\ \beta_z \left( \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s} \right)^{1/3} & \text{for } \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (10)$$

$$\delta_z = \frac{1}{10 + 6f'_c/f'_{co}}, \quad \text{with } f'_{co} = 10 \text{ MPa},$$

$$\beta_z = 10^{7.112\delta_z-2.33},$$

$$\dot{\epsilon}_z = 3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1},$$

Pour ce modèle, l'effet du taux de déformation est seulement appliqué pour les chargements en traction. Ceci est dû au fait que l'endommagement dans le béton se produit principalement en traction. L'effet du taux de déformation est pris en compte dans l'énergie de fissuration.

#### **2.6.1.2 ABAQUS**

- Concrete Damage Plasticity

Le modèle Concrete Damage Plasticity implanté dans le logiciel ABAQUS permet de simuler des charges cycliques ou dynamiques. Son comportement mécanique est sensible au taux de déformation appliquée. Cependant, le développeur ne donne aucune information sur l'algorithme implanté pour prendre en compte l'effet du taux de déformation. Les essais dynamiques suivants : traction uniaxiale, et compression uniaxiale sont nécessaires afin d'évaluer les équations de DIF implémentées par le modèle.

## 2.7 Conclusions

L'état de l'art présenté dans ce chapitre a permis d'apporter les conclusions suivantes :

- Les types de sollicitations pouvant survenir dans les années de service d'une structure peuvent être classifiés selon leur taux de déformation. Le taux de déformation est la vitesse à laquelle une structure se déforme sous une sollicitation donnée.
- Le terme « *Dynamic increase factor* » (DIF) est employé dans littérature pour qualifier l'effet du taux de déformation sur les propriétés mécaniques du matériau.
- Le béton de masse est caractérisé par la présence de gros granulats (jusqu'à  $\approx 150$  mm) de diamètre. La résistance à la traction du béton de masse est plus faible que le béton structural.
- La fissuration en traction est plus susceptible de se produire, car le béton possède une résistance à la traction beaucoup plus faible qu'à la compression. La résistance à la traction ( $f_t$ ) et l'énergie de fissuration ( $G_f$ ) sont les deux paramètres qui contrôlent la fissuration en traction du béton.
- Certaines études ont conclu que l'énergie de fissuration du béton est sensible au taux de déformation. Une augmentation de l'énergie de fissuration a été observée avec l'intensité du taux de déformation. Cependant, le nombre d'études touchant à ce sujet est très limité.
- Le processus d'endommagement du béton sous une charge statique versus dynamique est différent. Sous un taux de déformation quasi-statique, les microfissures ont assez de temps pour se propager tout au long des zones de faible résistance. Cependant, sous un taux de déformation élevé, les microfissures se développent rapidement, et se propagent dans les zones de forte résistance comme les granulats. Ceci résulte d'une libération d'énergie plus importante et un gain de résistance du béton lors de la fissuration.
- Les lignes directrices pour l'analyse des barrages proposent une méthode simplifiée pour prendre en compte l'effet du taux de déformation pour l'évaluation sismique des ouvrages. Elles permettent de multiplier les propriétés mécaniques statiques par un facteur amplification dynamique qui est constant (DIF) afin de prendre en compte l'augmentation des propriétés mécaniques sous une sollicitation dynamique. Une augmentation d'environ



50% ( $DIF=1.5$ ) de la résistance à la traction est acceptée dans les lignes directrices de barrages.

- L'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction a été étudié par plusieurs auteurs. Les conclusions de ces études affirment que la résistance à la traction augmente avec l'intensité du taux de déformation.
- La résistance à la traction du béton de masse est plus sensible au taux de déformation comparativement au béton structural.
- La résistance à la compression du béton augmente avec l'augmentation du taux de déformation. Cette augmentation est moins importante que celle observée pour la résistance à la traction.
- Très peu d'études sont disponibles sur l'effet du taux de déformation sur le module d'élasticité du béton. Les conclusions des études disponibles observent une légère augmentation du module d'élasticité avec la hausse du taux de déformation.
- Étant donné le manque d'étude sur l'effet du taux de déformation sur le coefficient de Poisson certains codes (FIB-CEB 1998) recommandent de ne pas considérer l'effet du taux de déformation sur le coefficient de Poisson.
- L'effet du taux de déformation sur le comportement du béton peut être influencé par plusieurs paramètres comme : le type d'essais, le confinement, la présence d'humidité, l'historique de chargement et les contraintes initiales.

## CHAPITRE 3 ÉVALUATION DU MODÈLE « LS-DYNA CONCRETE MODEL 159 CSCM »

### 3.1 Introduction

L'évaluation de la sécurité des barrages est souvent effectuée à l'aide de modèle linéaire élastique de béton. Cependant, plusieurs études démontrent que les modèles linéaires ne représentent pas adéquatement le comportement du béton de barrage durant une sollicitation sismique. Dès qu'il y a la possibilité de formation et de propagation de fissures durant un séisme, le comportement du béton est non-linéaire. Plusieurs modèles de béton ont été développés et implantés dans les logiciels commerciaux comme LS-Dyna, ANSYS, et ABAQUS. Toutefois, pour la plupart de ces modèles constitutifs de béton, le comportement dynamique n'est pas pris en compte dans la formulation. En d'autres mots, la plupart de ces modèles ne tiennent pas en compte l'effet du taux de déformation dans l'évaluation des contraintes et des déformations. Le logiciel LS-Dyna possède deux matériaux, le CSCM (Continuous Surface Cap Model) et le KCC (Karagozian & Case Concrete) ; capables de représenter le comportement non linéaire du béton et prennent en compte l'effet du taux de déformation dans leur formulation. Dans ce chapitre, seul le modèle CSCM sera étudié, car le modèle KCC présente quelques problèmes numériques (convergence).

Le modèle constitutif « CSCM » a été développé pour simuler les déformations et la rupture du béton dans les structures de sécurité routière soumises à des impacts de véhicules. Ce modèle est basé sur le modèle constitutif de béton publié par Simo et al. (1987a) et a été implanté dans LS-Dyna avec quelque modification par Murray (2007). Ce modèle est implanté dans le logiciel LS-Dyna sous le nom de MAT\_CSCM.

Plusieurs types d'investigations et d'évaluations du modèle CSCM sont effectués dans ce chapitre afin de pouvoir se familiariser avec le logiciel LS-Dyna. Par la suite, une investigation approfondie du comportement dynamique en traction du modèle est réalisée à l'échelle du matériau. Ensuite, des recommandations sont formulées concernant la performance et la viabilité du modèle CSCM pour modéliser l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction du béton de masse. Pour finir, une étude comparative est menée afin de comparer les résultats obtenus avec le matériau CSCM avec ceux présentés dans la littérature.

## 3.2 Formulation du modèle CSCM

Le CSCM est un modèle constitutif de béton à endommagement élastoplastique capable de prendre en compte la sensibilité du béton au taux de déformation. L'enveloppe de rupture de matériau est constituée de deux surfaces : une surface de rupture et une surface de durcissement. Ces surfaces sont caractérisées par une transition continue et maintenue entre elles. Les caractéristiques principales du modèle sont :

- trois tenseurs invariables de contrainte reliés aux surfaces.
- surface de durcissement qui se contracte et se dilate.
- endommagement plastique avec adoucissement et érosion des éléments.
- suivi de l'endommagement.
- effet du taux de déformation sur la résistance du béton.

### 3.2.1 Critère de plasticité

La forme générale de la surface élastique est présentée à la Figure 3.1. La surface lisse a pour but d'éliminer les difficultés numériques pouvant subvenir lorsqu'il y a une transition entre les surfaces de rupture. Ce type de modèle est souvent référencé dans la littérature comme des « smooth cap model » ou des « continuous surface cap model ».

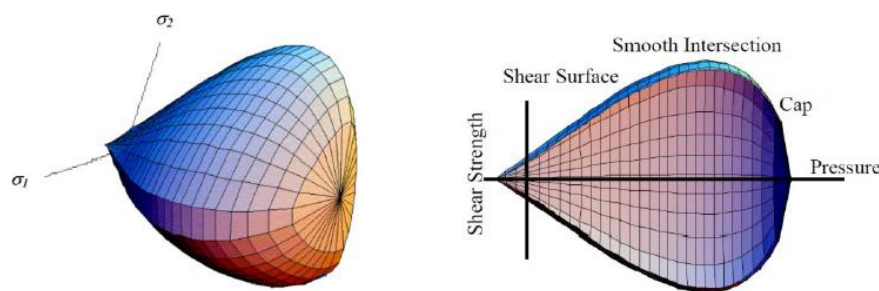


Figure 4.1.—General shape of CSCM yield surface in three dimensions and its section in meridional plane, Murray (2007).

Figure 3.1 :Forme générale de la surface élastique du CSCM en trois dimensions et en vue de coupe de la surface (USBR 2014).

La fonction de l'enveloppe de rupture du CSCM a pour variable trois tenseurs constants de contrainte ( $J_1, J_2, J_3$ ) et le paramètre de densification  $\kappa$ , comme présenté par l'équation suivante :

$$f(J_1, J_2, J_3, \kappa) = J_2' - \mathfrak{R}^2 F_f^2 F_c \quad (11)$$

Le paramètre  $F_f^2$  représente l'enveloppe de rupture en cisaillement,  $F_c$  contrôle la surface de densification et  $\mathfrak{R}^2$  est un facteur de réduction défini comme le « Rubin three-invariant » (Rubin 1991).

### 3.2.2 Effet du taux de déformation

La prise en compte de l'effet du taux de déformation dans la formulation du modèle CSCM augmente la résistance du matériau en fonction de l'intensité du taux de déformation tel qu'illustré à la Figure 3.2. La formulation de l'effet du taux de déformation est appliquée sur certains paramètres du modèle comme le critère de plasticité, le critère d'endommagement et l'énergie de fissuration.

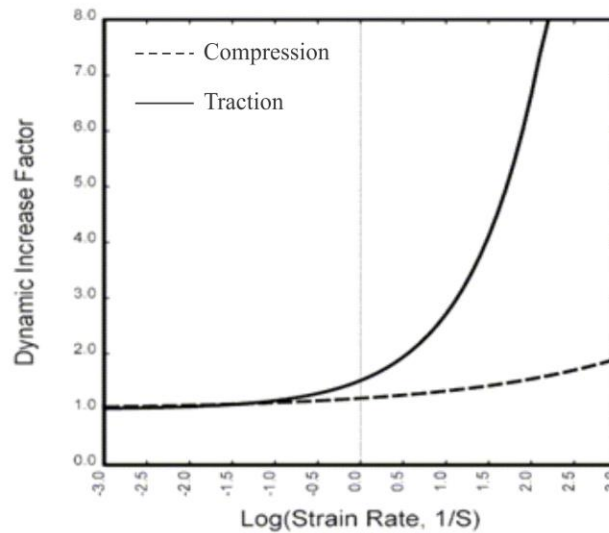


Figure 3.2 : Courbe de DIF par défaut du modèle CSCM (Murray 2007).

Le modèle CSCM utilise la théorie de viscoplasticité dans la formulation de l'effet du taux de déformation. Cette formulation est basée sur Simo et al. (1987b) qui a utilisé la formulation de Duvaut-Lions. L'algorithme de Simo and Ju (1987b) utilise seulement un paramètre pour prendre en compte l'effet du taux de déformation, désigné par  $\eta$ . Ce paramètre est appelé le coefficient de fluidité et c'est un paramètre spécifié par l'utilisateur. L'algorithme de viscoplasticité implanté

dans le modèle est très simple. En effet, à chaque pas de temps, l'algorithme effectue une interpolation entre la contrainte initiale et la contrainte non visqueuse (sans effet du taux de déformation) pour pouvoir définir la contrainte viscoplastique (avec effet du taux de déformation), comme montré par l'équation 12. L'interpolation dépend de la valeur du coefficient de fluidité,  $\eta$ , et du pas de temps,  $\Delta t$ .

$$\sigma_{ij}^{vp} = (1 - \gamma)\sigma_{ij}^T + \gamma\sigma_{ij}^P \quad \gamma = \frac{\Delta t/\eta}{1 + \Delta t/\eta} \quad (12)$$

Le coefficient de fluidité a été modifié par le développeur pour pouvoir calibrer l'effet du taux de déformation pour des taux de déformation élevés. Celle-ci est définie à l'aide de deux paramètres d'entrée. La définition du paramètre  $\eta$  est présentée à l'équation 13.

$$\eta = \frac{\eta_{0t}}{\dot{\epsilon} N_t} \quad (13)$$

Les deux paramètres d'entrée à spécifier pour  $\eta$  sont  $\eta_{0t}$  et  $N_t$ . L'utilisateur peut facilement calibrer la courbe de DIF en traction du matériau à l'aide de ces deux paramètres.

L'influence de taux de déformation sur la résistance du matériau CSCM en traction et en compression est présentée par les équations suivantes :

$$f_t'^{Dyn} = f_t' + E\dot{\epsilon}\eta \quad (14)$$

$$f_c'^{Dyn} = f_c' + E\dot{\epsilon}\eta \quad (15)$$

Il est possible d'observer que la résistance dynamique (viscoplastique) est égale à la résistance statique plus une sur résistance dynamique égale à  $E\dot{\epsilon}\eta$  ou  $E$  est le module d'élasticité et  $\dot{\epsilon}$  est le taux de déformation.

Lorsque l'effet du taux de déformation est modélisé par viscoplasticité, l'utilisateur a l'option d'activer l'augmentation de l'énergie de fissuration en fonction du taux de déformation. Ceci est effectué à l'aide du paramètre *REPOW*. L'équation 16 présente la relation entre l'énergie de fissuration et le taux de déformation implantée dans le modèle CSCM.

$$G_f^{vp} = G_f \left( 1 + \frac{E\dot{\epsilon}\eta}{r^s \sqrt{E}} \right)^{repow} \quad (16)$$

Ici  $G_f$  est spécifié par l'utilisateur et  $G_f^{vp}$  augmente proportionnellement au taux de déformation appliqué. Le paramètre d'entrée  $r^s$  désigne l'endommagement initial du matériau avant l'activation

du taux de déformation. Une valeur de *REPOW* égale à 1 est recommandée par le développeur. Quand *REPOW* est égal à 1, l'augmentation de l'énergie de fissuration en considérant le taux de déformation est approximativement proportionnelle à l'augmentation de la résistance du matériau lorsque celle-ci est activée. Une valeur de *REPOW* égale à zéro désactive l'effet du taux de déformation sur l'énergie de fissuration. Celle-ci demeure constante, peu importe le taux de déformation appliqué.

### 3.2.3 Endommagement

La formulation de l'endommagement du modèle CSCM prend en compte l'adoucissement d'écrouissage et la réduction du module d'élasticité. L'adoucissement d'écrouissage est la réduction de la résistance durant une élongation progressive après que la résistance ultime a été atteinte. La réduction du module d'élasticité diminue durant les cycles de déchargement et de chargement ce qui a été observé pour les essais cycliques de chargement. La formulation de l'endommagement est basée sur les études menées par Simo and Ju (1987a), illustrée à l'équation 17. Le processus de l'adoucissement d'écrouissage et la réduction du module d'élasticité du modèle CSCM sont illustrés à la Figure 3.3.

$$\sigma^{vp} = \sigma^d \cdot (1 - D) \quad (17)$$

Ici  $D$  est un scalaire de l'endommagement qui transforme le tenseur de contrainte sans endommagement, désigné par  $\sigma^d$ , en tenseur de contrainte endommagé, désigné par  $\sigma^{vp}$ . Le niveau d'endommagement  $D$  varie entre 0 (sans endommagement) à 1 (endommagement complet). De ce fait,  $1-D$  est un facteur de réduction qui permet d'évaluer l'endommagement cumulé du modèle.

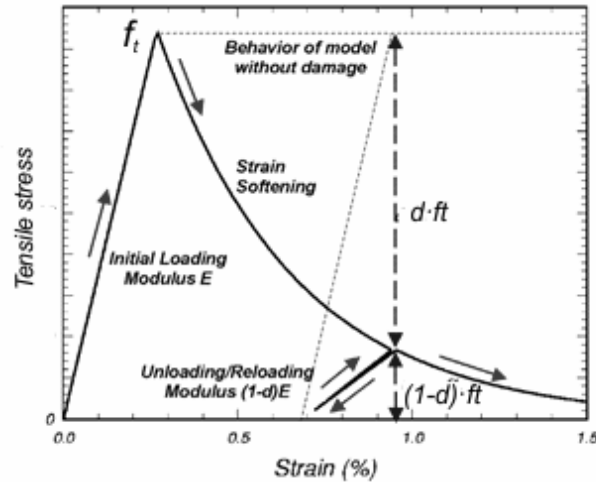


Figure 3.3 : Démonstration du processus d'endommagement en traction du modèle CSCM  
(Murray 2007)

### 3.3 Procédure d'évaluation du modèle

L'objectif principal de ce chapitre est l'évaluation de la performance du modèle CSCM avec le logiciel LS-Dyna. Cependant, pour cette étude seul le comportement en traction (dynamique et statique) du béton est étudié avec le modèle CSCM. Les simulations numériques effectuées pour l'évaluation du modèle sont :

1. Simulations numériques sur un seul élément pour vérifier l'implantation du modèle en observant le comportement des courbes contraintes déformations en traction.
2. Étude du paramètre  $G_f$  (énergie de fissuration) sur le comportement en traction avec un seul élément.
3. Simulations numériques sur un seul élément avec un chargement cyclique pour vérifier le processus d'endommagement du modèle.
4. Simulations numériques sur un seul élément pour observer comment l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique en traction du modèle est considéré par le modèle CSCM.
5. Étude des paramètres d'entrée  $\eta_{0t}$ ,  $N_{0t}$ , et REPOW du modèle CSCM pour pouvoir calibrer le comportement dynamique en traction (DIF selon le taux de déformation).

6. Simulations numériques sur un spécimen à l'échelle du volume représentatif du matériau (prisme en traction directe) pour observer la résistance dynamique en traction du béton en fonction du taux de déformation. Il s'agit d'évaluer le processus d'endommagement dynamique du modèle et de comparer les résultats trouvés à ceux généralement rapportés dans la littérature.

### 3.4 CSCM Paramètres d'entrée du modèle

Le modèle CSCM implanté dans LS-Dyna a des paramètres d'entrée très complexes. Pour l'évaluation du modèle, les paramètres d'entrée ont été ajustés pour pouvoir obtenir la résistance désirée. Le Tableau 3.1 présente les paramètres d'entrée du matériau CSCM (MAT 159) pour différents grades de béton.

Tableau 3.1 : Les Paramètres d'entrée du matériau CSCM (MAT 159) pour différents grades de béton (adaptée de Jiang et al. 2015) - la définition des différents paramètres sont données à l'annexe A.

| Grade de béton | C20       | C28       | C38       | C48       | C58       |
|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $f'_c$ (MPa)   | 20        | 28        | 38        | 48        | 58        |
| $f'_t$ (MPa)   | 1.6       | 2.2       | 2.9       | 3.5       | 4.1       |
| $E$ (GPa)      | 23        | 25.8      | 28.5      | 30.8      | 32.8      |
| $\nu$          | 0.15      | 0.15      | 0.15      | 0.15      | 0.15      |
| $K$            | 11.0      | 12.3      | 13.6      | 14.7      | 15.6      |
| $G$            | 10.0      | 11.2      | 12.4      | 13.4      | 14.3      |
| $\alpha$       | 12.8      | 14.2      | 15.4      | 15.9      | 15.9      |
| $\lambda$      | 10.5      | 10.5      | 10.5      | 10.5      | 10.5      |
| $\beta$        | 1.929E-02 | 1.929E-02 | 1.929E-02 | 1.929E-02 | 1.929E-02 |
| $\theta$       | 0.266     | 0.290     | 0.323     | 0.350     | 0.395     |
| $\alpha_1$     | 0.74735   | 0.74735   | 0.74735   | 0.74735   | 0.74735   |
| $\lambda_1$    | 0.170     | 0.170     | 0.170     | 0.170     | 0.170     |
| $\beta_1$      | 0.07829   | 0.07252   | 0.06135   | 0.05004   | 0.02757   |
| $\theta_1$     | 1.372E-03 | 1.204E-03 | 9.247E-04 | 6.382E-04 | 1.147E-04 |
| $\alpha_2$     | 0.66      | 0.66      | 0.66      | 0.66      | 0.66      |
| $\lambda_2$    | 0.16      | 0.16      | 0.16      | 0.16      | 0.16      |
| $\beta_2$      | 0.07829   | 0.07252   | 0.06135   | 0.05004   | 0.02757   |
| $\theta_2$     | 1.649E-03 | 1.450E-03 | 1.102E-03 | 7.687E-04 | 1.310E-04 |
| $R$            | 5         | 5         | 5         | 5         | 5         |
| $X_0$          | 87        | 90        | 95        | 102       | 110       |
| $W$            | 0.05      | 0.05      | 0.05      | 0.05      | 0.05      |
| $D_1$          | 2.50E-04  | 2.50E-04  | 2.50E-04  | 2.50E-04  | 2.50E-04  |
| $D_2$          | 3.49E-07  | 3.49E-07  | 3.49E-07  | 3.49E-07  | 3.49E-07  |



### 3.5 Simulations numériques sur un seul élément

Des essais numériques ont été menés sur un seul élément avec LS-Dyna afin de se familiariser avec le logiciel et vérifier les propriétés mécaniques de base du matériau MAT\_CSCM implanté dans LS-Dyna. Toutes les simulations numériques ont été réalisées avec des éléments cubiques à 8 nœuds (38.1mm de côté) à intégration exacte. En ce qui concerne les conditions frontières, les éléments sont encastrés à la base. Un déplacement à vitesse constante est appliqué à chacun des nœuds des éléments dans la direction positive de l'axe z. La Figure 3.4 présente les éléments cubiques modélisés dans LS-Dyna.

Les essais menés se concentrent principalement sur la résistance à la traction du béton. Trois grades de béton ont été utilisés pour les essais de traction uniaxiale statique dans le but de vérifier si le matériau MAT\_CSCM est capable de modéliser différents types de béton. Ces différents types de béton sont présentés au Tableau 3.2. Par la suite, le béton C20 a été utilisé pour tous les autres essais réalisés dans cette section.

Tableau 3.2 : Propriétés des bétons utilisées pour les simulations avec LS-Dyna

| <b><u>Propriétés</u></b>                 | <b><u>C20</u></b> | <b><u>C28</u></b> | <b><u>C38</u></b> |
|--|-------------------|-------------------|-------------------|
| <b>Densité (<math>kg/mm^3</math>)</b>    | <i>2.402E-06</i>  | <i>2.402E-06</i>  | <i>2.402E-06</i>  |
| <b>Résistance à la Compression (MPa)</b> | <i>20</i>         | <i>28</i>         | <i>38</i>         |
| <b>Résistance à la traction (MPa)</b>    | <i>1.6</i>        | <i>2.2</i>        | <i>2.9</i>        |
| <b>Taille max. granulats (mm)</b>        | <i>19 mm</i>      | <i>19 mm</i>      | <i>19 mm</i>      |
| <b>Coefficient de Poisson</b>            | <i>0.15</i>       | <i>0.15</i>       | <i>0.15</i>       |
| <b>Module d'élasticité (GPa)</b>         | <i>23</i>         | <i>25.8</i>       | <i>28.5</i>       |

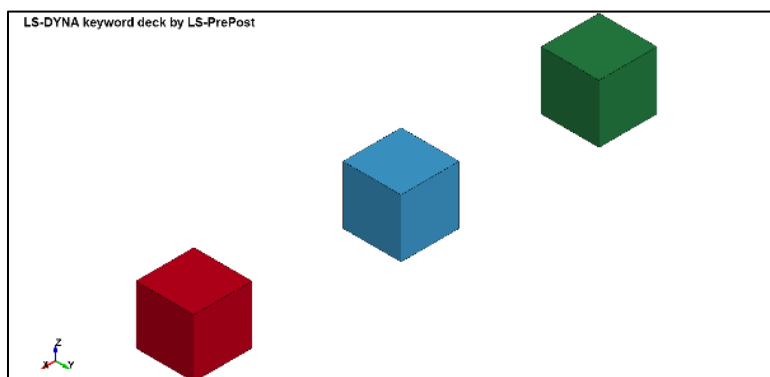


Figure 3.4 : Éléments cubiques de (38.1 mm de côté) modélisé à l'aide du logiciel LS-Dyna.

### 3.5.1 Essais statiques en traction directe

Le comportement typique du matériau MAT\_CSCM soumis à une sollicitation uniaxiale en tension est montré à la Figure 3.5. Sous une contrainte en tension uniaxiale, le comportement de la courbe contrainte-déformation est modélisé par une ascension linéaire jusqu'à la résistance ultime et par la suite un adoucissement. Le Tableau 3.3 présente un résumé des résultats des essais numériques pour les différents grades de béton modélisés. Dans cette étude, les granulats ne sont modélisés explicitement. Ce sont les caractéristiques mécaniques attendues selon le volume représentatif de matériaux.

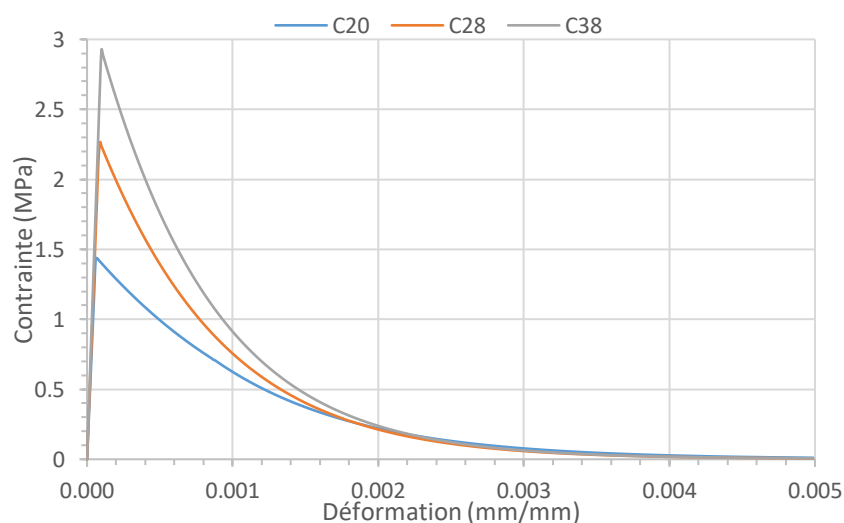


Figure 3.5 : Courbes de contraintes-déformations en traction statique obtenues avec un seul élément du modèle CSCM en fonction des C20, C28 et C38.

Tableau 3.3 : Résumé des résultats (Traction directe) pour les simulations sur un seul élément

| Spécimen | Résistance à la compression (MPa) | Module d'élasticité initial (GPa) | Résistance à la traction (MPa) | Déformation à la rupture en traction (mm/mm) | Énergie de fissuration (N/m) |
|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|--|------------------------------|
| C20      | 20                                | 24.3                              | 1.43                           | 0.00007                                      | 60                           |
| C28      | 28                                | 26                                | 2.26                           | 0.00009                                      | 75                           |
| C38      | 38                                | 29.8                              | 2.93                           | 0.0001                                       | 95                           |

Les observations suivantes ont été faites selon les simulations numériques d'un seul élément sous sollicitation en traction statique avec le modèle CSCM :

1. La résistance à la traction et la déformation à la rupture sont raisonnables. En effet, le modèle CSCM affiche une résistance à la traction de l'ordre de 7% de la résistance à la compression ce qui correspond à la valeur retrouvée dans la littérature.
2. Le module d'élasticité obtenu avec le modèle CSCM est raisonnable comparé à ceux obtenus dans la littérature. Il est possible d'observer que le module d'élasticité ne varie pas beaucoup en fonction de la résistance du matériau.
3. La déformation à la rupture est indépendante de la résistance à la traction pour le modèle CSCM. En effet, la déformation de rupture en traction des spécimens tourne autour de 0.0001 mm/mm.
4. La courbe d'adoucissement du modèle CSCM est modélisée par une fonction exponentielle lorsqu'elle est soumise à la traction.
5. L'énergie de fissuration augmente en fonction de la résistance du matériau. En effet, pour une augmentation de la résistance à la compression de 40%, l'énergie de fissuration a augmenté de 25%.
6. En résumé, les propriétés mécaniques mesurées au Tableau 3.3 permettent de conclure que le matériau CSCM implanté dans LS-Dyna est capable de modéliser de façon adéquate différentes propriétés de béton (Tableau 3.3).

### 3.5.1.1 Étude des paramètres $G_f$

Avec le matériau MAT\_CSCM, il est possible de spécifier trois valeurs d'énergie de fissuration. Celles-ci sont l'énergie de fissuration en tension uniaxiale, en cisaillement pur, et en compression uniaxiale. Dans cette section, différentes énergies de fissuration en tension uniaxiale ont été testées en effectuant des essais de traction directe avec la même valeur de résistance. Le but de ceci est de vérifier si le matériau MAT\_CSCM est capable de modéliser correctement l'effet de l'énergie de fissuration sur le comportement non-linéaire du béton (dissipation d'énergie). Les courbes contrainte-déformation pour les différentes énergies de fissuration considérées sont présentées à la Figure 3.6.

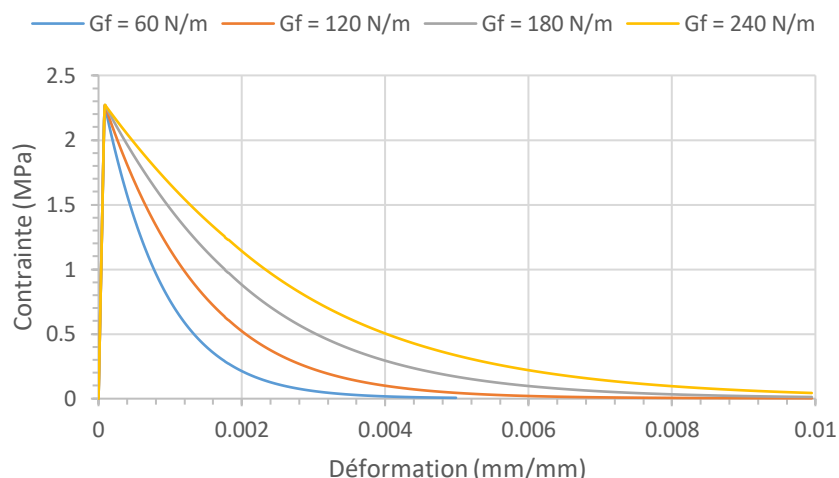


Figure 3.6 : Courbes contraintes-déformations statiques pour différentes énergies de fissuration simulées avec le modèle CSCM pour  $f_t = 2.25$  MPa)

Les observations suivantes ont été effectuées en ce qui concerne les essais sur l'énergie de fissuration du matériau MAT\_CSCM :

1. Les résultats obtenus respectent la logique. En effet, il est prévu que plus l'énergie de fissuration augmente plus la contrainte devient élevée pour une déformation donnée.
2. Le modèle CSCM est capable de considérer différentes valeurs d'énergie de fissuration spécifiée par l'utilisateur (60 N/m à 240 N/m).
3. Il y a une différence d'environ 10% entre la valeur d'entrée et la valeur mesurée au niveau de l'énergie fissuration.

### 3.5.2 Essais de chargement cyclique

Afin d'effectuer des analyses sismiques avec le modèle CSCM. Le matériau MAT\_CSCM doit être capable de modéliser de manière adéquate le comportement du béton soumis à un chargement cyclique. Cette section présente les résultats des essais de chargement cyclique. La Figure 3.7a présente une schématisation du processus d'endommagement du modèle MAT\_CSCM et Figure 3.7b illustre les résultats des essais de chargement cyclique obtenue avec ce modèle.

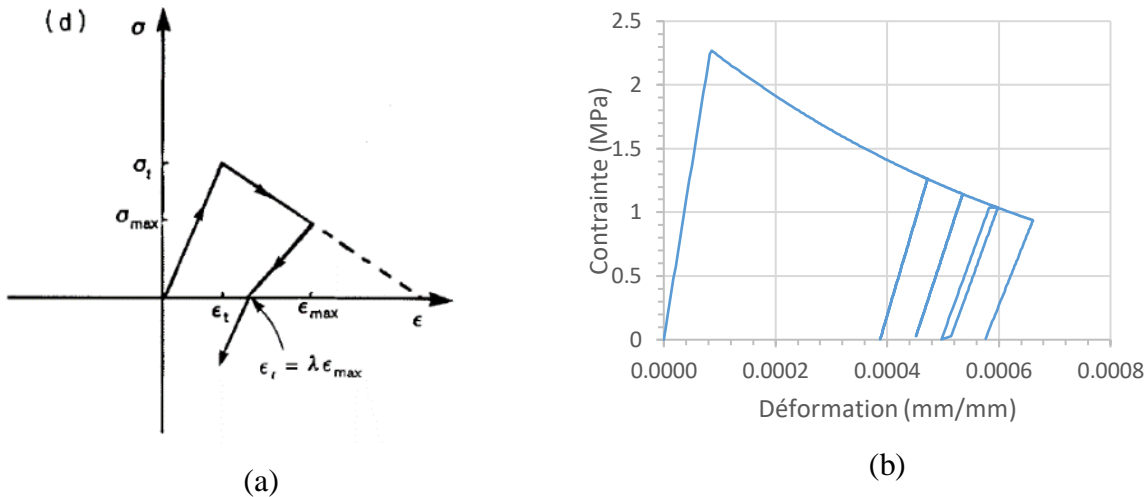


Figure 3.7 : (a) Schématisation du processus de fermeture et de réouverture des fissures du utilisée par le modèle MAT\_CSCM. (b) résultats des essais de chargement cyclique statique obtenue par LS-Dyna avec le modèle MAT\_CSCM.

À partir des résultats des essais de chargement cyclique, il est possible d'observer que le matériau MAT\_CSCM modélise un endommagement basé sur la théorie de plasticité. En effet, le modèle ne décharge pas vers l'origine, celle-ci présente une déformation permanente après la rupture en traction. Cependant, il existe plusieurs approches proposées dans la littérature pour modéliser le processus d'endommagement (fissuration) du béton sous un chargement cyclique. L'approche utilisée par le modèle CSCM pour simuler le comportement du béton durant le déchargement et le rechargement lors du processus de fissuration a été proposée par Dahlblom et al. (1990). Le comportement entre la fermeture et l'ouverture des fissures partielle du béton est donné par la relation suivante :

$$\epsilon = \left[ \lambda + (1 - \lambda) \frac{\sigma_t}{\sigma_{t \max}} \right] \epsilon_{\max}, \quad 0 \leq \lambda \leq 1 \quad (18)$$

Où  $\lambda$  est le ratio entre déformation résiduelle à la fermeture lors de la fermeture sur la déformation des fissures ouvertes (voir Figure 3.7).

### 3.5.3 Essais dynamiques en traction directe

Afin de vérifier si le matériau MAT\_CSCM implanté dans LS-Dyna est capable de simuler l'effet du taux de déformation sur le comportement du béton. Les essais de traction dynamique préliminaires ont été réalisés sur un seul élément. Pour simuler un chargement dynamique,

différentes vitesses de déplacement linéaire ont été imposées au sommet des spécimens. Les taux de déformation étudiés varient de  $10^{-4} \text{ s}^{-1}$  à  $1 \text{ s}^{-1}$ . La Figure 3.8 illustre les courbes de contrainte-déformation obtenue avec les essais en traction uniaxiale en considérant les différents taux de déformation. Le tableau 2.3 présente les résultats détaillés des simulations effectuées. Pour finir, la Figure 3.8 illustre en termes de ratio de la résistance dynamique sur la résistance statique (DIF) pour différents taux de déformation.

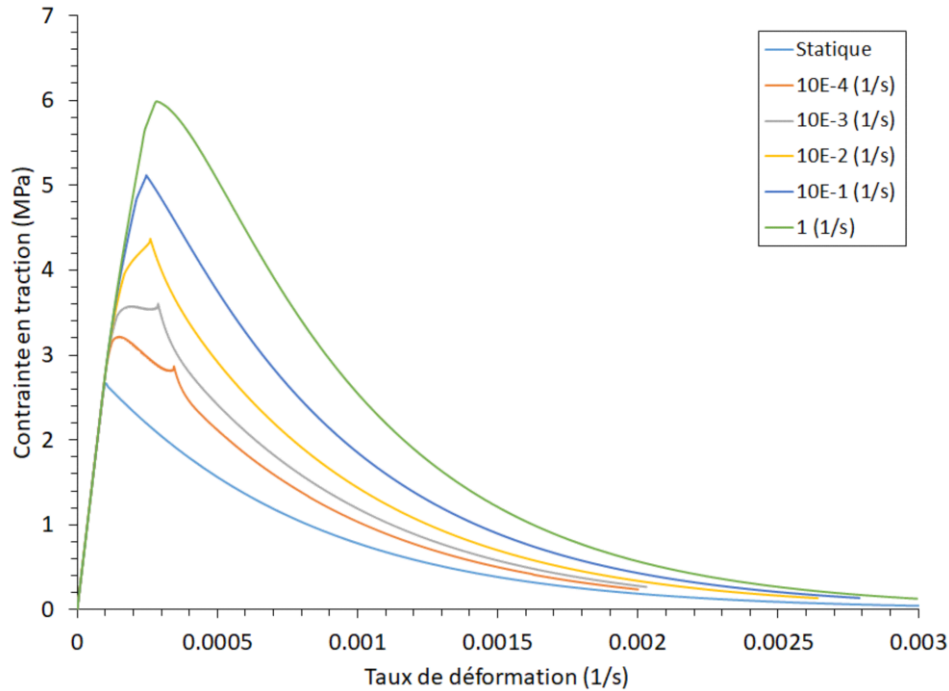


Figure 3.8 : Courbe contrainte-déformation pour les taux de déformation considérés.

Tableau 3.4 : Résumer des résultats des essais dynamiques effectués sur un seul élément.

| Taux de déformation                        | E (GPa) | $\varepsilon_{rupture}$ | $f_t$ (MPa) | $G_f$ (N/m) | DIF de $f_t$ | DIF de E | DIF de $G_f$ |
|--|---------|-------------------------|-------------|-------------|--------------|----------|--------------|
| <b>Statique</b>                            | 27.8    | 0.000100                | 2.66        | 72.39       | <b>1.00</b>  | 1.0      | <b>1.00</b>  |
| <b><math>10^{-4} \text{ s}^{-1}</math></b> | 27.8    | 0.000149                | 3.21        | 80.63       | <b>1.21</b>  | 1.0      | <b>1.11</b>  |
| <b><math>10^{-3} \text{ s}^{-1}</math></b> | 27.8    | 0.000196                | 3.60        | 91.44       | <b>1.35</b>  | 1.0      | <b>1.26</b>  |
| <b><math>10^{-2} \text{ s}^{-1}</math></b> | 27.8    | 0.000261                | 4.37        | 106.68      | <b>1.64</b>  | 1.0      | <b>1.47</b>  |
| <b><math>10^{-1} \text{ s}^{-1}</math></b> | 27.8    | 0.000247                | 5.11        | 140.97      | <b>1.92</b>  | 1.0      | <b>1.95</b>  |
| <b>1</b>                                   | 27.8    | 0.000290                | 5.98        | 175.26      | <b>2.25</b>  | 1.0      | <b>2.42</b>  |

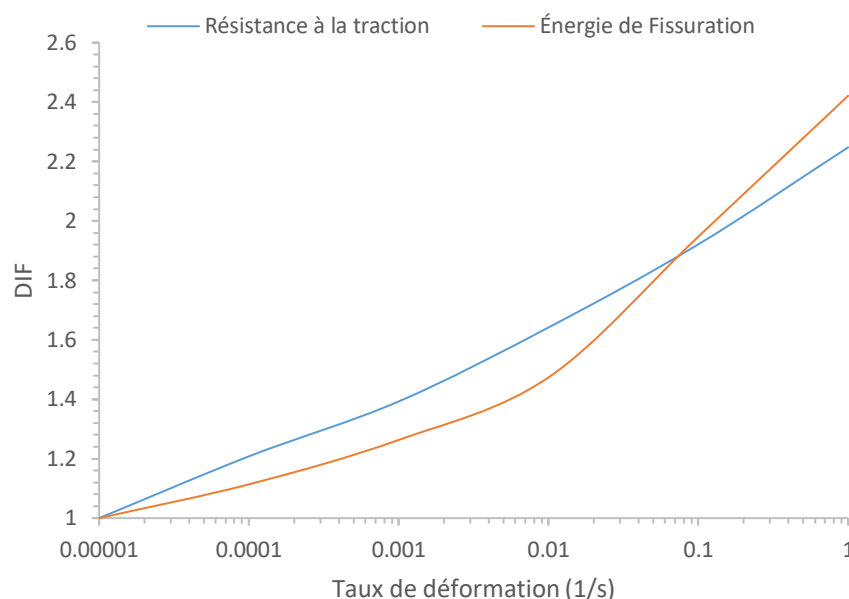


Figure 3.9 : DIF de la résistance à la traction et de l'énergie de fissuration pour différent taux de déformation considérés.

Les observations suivantes ont été faites en ce qui concerne les essais dynamiques en traction uniaxiale sur un seul élément :

1. Le matériau MAT\_CSCM modélise correctement l'effet du taux de déformation sur la résistance en traction du béton. Les courbes de DIF en traction obtenues avec les essais menés sont assez similaires des résultats présents dans la littérature.
2. Les courbes illustrées à la Figure 3.8 démontrent que la déformation ultime à la rupture présente une petite sensibilité au taux de déformation. En effet, une légère augmentation de la déformation à l'ultime est observée avec l'augmentation du taux de déformation.
3. L'effet du taux de déformation sur le module d'élasticité n'est pas pris en compte par le matériau MAT\_CSCM. Ceci concorde avec certaines observations d'essais en laboratoire présentés dans la littérature.
4. Il est possible de voir que l'énergie de fissuration augmente en fonction du taux de déformation.

### 3.5.3.1 Étude des paramètres $\eta_{0t}$ , $N_t$ , REPOW

Les courbes de DIF reportées dans la littérature peuvent présenter des différences (type d'essais, mélange de béton utilisé et protocole de chargement). De ce fait, il est important de pouvoir calibrer la courbe de DIF du modèle d'éléments finis en se basant sur les études expérimentales déjà menées. Le modèle CSCM permet à l'utilisateur d'ajuster la courbe de DIF à considérer dans les analyses par le biais des paramètres  $\eta_{0t}$  et  $N_t$ . Ces deux paramètres servent à définir le coefficient de fluidité ( $\eta$ ) en traction pour un taux de déformation donné comme présenté à la section 3.2.2. Le paramètre  $\eta_{0t}$  permet d'ajuster les valeurs de la courbe de DIF pour des taux de déformation plus petits que  $1 \text{ s}^{-1}$ . Le coefficient  $N_t$  est utile lorsqu'on considère des taux de déformation très élevés (impact ou explosion). Dans le cadre de ce projet, seul le paramètre  $\eta_{0t}$  est ajusté afin de calibrer la courbe de DIF à utiliser. La Figure 3.10 présente les courbes de DIF obtenues en considérant plusieurs valeurs de  $\eta_{0t}$ . Il est possible d'observer que la résistance dynamique en traction du modèle augmente lorsqu'on augmente la valeur de  $\eta_{0t}$ . La valeur  $\eta_{0t}$  égale à 0.8 est considérée pour toutes les analyses, car c'est le paramètre qui donne la courbe de DIF la plus proche de la courbe de DIF en traction pour du béton de masse. Les courbes de DIF pour différentes valeurs de  $\eta_{0t}$  sont comparées avec celle obtenue par Brühwiler (1990) lors de ces études sur la résistance dynamique en traction du béton de masse.

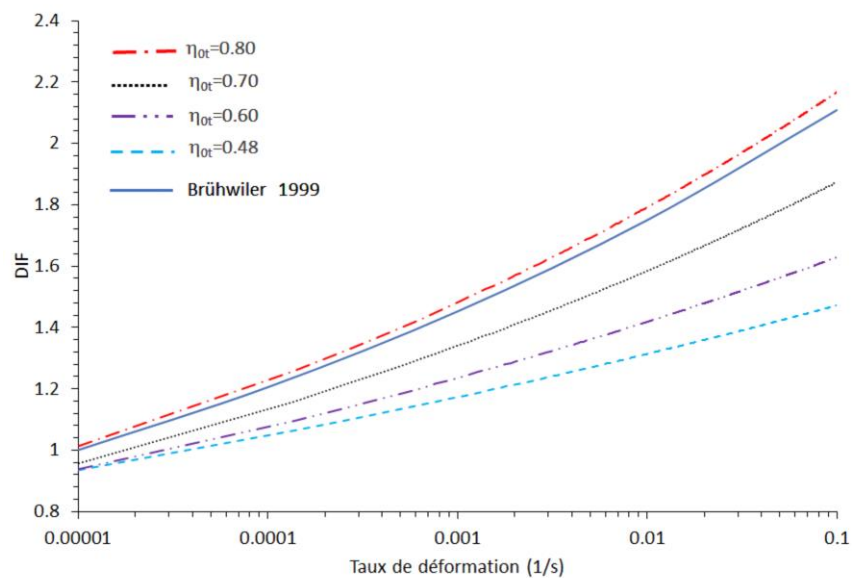


Figure 3.10 : Courbes de DIF obtenue le modèle CSCM pour différentes valeurs de  $\eta_{0t}$ .



Actuellement, l'augmentation de l'énergie de fissuration en fonction du taux de déformation n'est pas très bien documentée dans la littérature. De plus, certaines études expérimentales réalisées contiennent des informations contradictoires. Par conséquent, le modèle CSCM donne la possibilité à l'utilisateur de considérer si l'énergie de fissuration est dépendante ou indépendante du taux de déformation. Pour considérer l'énergie de fissuration indépendante du taux de déformation, il faut spécifier que la valeur du paramètre REPOW est égale à zéro. De ce fait, l'énergie de fissuration va rester constante, peu importe le taux de déformation appliqué. Cependant, pour considérer l'énergie de fissuration dépendant du taux de déformation, le développeur du modèle recommande une valeur par défaut de REPOW égale à 1. La Figure 3.11 présente les courbes de contrainte-déformation en traction pour un taux de déformation  $10^{-1} \text{ s}^{-1}$  avec différentes valeurs de REPOW. Il est possible d'observer que la valeur de l'énergie de fissuration est plus élevée lorsqu'on considère l'effet du taux de déformation ( $\text{REPOW} > 0$ ). Pour la plupart des analyses menées, la valeur de REPOW égale à 0.7 est considérée, car celle-ci donne des valeurs de DIF de l'énergie de fissuration similaires à celles obtenues par Brühwiler(1990).

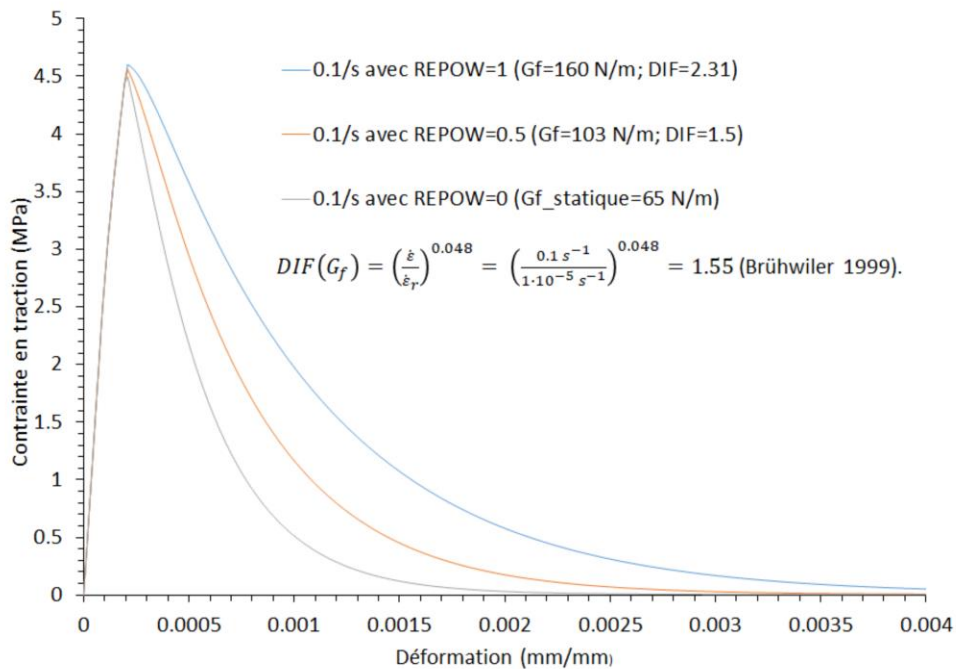


Figure 3.11 : Courbe contrainte-déformation en traction pour un taux de déformation de  $10^{-1} \text{ s}^{-1}$  avec différentes valeurs de REPOW.

### 3.5.4 Observations et conclusions

Les observations et conclusions suivantes ont été faites après les simulations numériques menées sur un seul élément avec le modèle de béton MAT\_CSCM implanté dans LS-Dyna.

- Les simulations numériques sur un seul élément ont permis de se familiariser avec le logiciel LS-Dyna et de mieux comprendre la loi de comportement du matériau MAT\_CSCM.
- Le matériau CSCM génère une résistance à la traction directe d'environ 7% de la résistance à la compression ce qui est acceptable comparée à la valeur de 6% proposée dans la littérature. De plus, les modules élasticité mesurés lors des analyses sont très proches des valeurs proposées dans les guides de conception en béton (ACI-138). Les déformations en traction obtenue lors des essais sont raisonnables pour du béton. En bref, le matériau MAT\_CSCM est capable de modéliser correctement le comportement en traction du béton sous une sollicitation statique.
- La courbe contrainte-déformation du matériau MAT\_CSCM est composée de deux parties. D'une part, la courbe est composée d'une pente linéaire jusqu'à la contrainte de rupture en traction. Ensuite, la courbe s'adoucit avec une forme exponentielle. Le matériau MAT\_CSCM est capable d'ajuster la courbe contrainte-déformation en fonction de l'énergie de fissuration spécifiée par l'utilisateur comme paramètre d'entrée.
- L'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction et l'énergie de fissuration a été étudié pour le matériau MAT\_CSCM. Les résultats obtenus permettent de conclure que le matériau CSCM est capable de modéliser l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction et l'énergie de fissuration.
- Les essais de chargement cyclique effectués avec le matériau CSCM ont permis de vérifier que le processus d'endommagement est adéquatement modélisé par le matériau.
- Une étude paramétrique a été effectuée sur les paramètres qui contrôlent le comportement dynamique en traction du matériau MAT\_CSCM (  $\eta_{0t}$ ,  $REPOW$ ). L'étude de ces paramètres a permis de mieux comprendre le comportement dynamique en traction du matériau MAT\_CSCM. La valeur de  $\eta_{0t} = 0.8$  et  $REPOW = 0.7$  a été retenue pour la calibration du matériau pour la suite des analyses.

### 3.6 Simulations numériques à l'échelle d'un cylindre de béton

L'objectif de cette section est d'effectuer des simulations numériques d'essais en traction dynamique. Les résultats obtenus lors de ces essais numériques seront comparés avec les résultats expérimentaux présentés dans la littérature. Ces études préliminaires permettront de vérifier si le modèle constitutif de béton utilisé est bien calibré, de juger sa performance et de prendre connaissance des limitations du matériau MAT\_CSCM.

Un prisme de béton (*Dogbone*) est modélisé afin de réaliser les essais de traction. Ce spécimen mesure 305 mm de haut. Il est formé de deux sections transversales carrées à ces deux extrémités avec des dimensions de 102 mm par 102 mm. Le spécimen comporte une section centrale mesurant 102 mm par 76 mm transversalement. Toutes les dimensions du spécimen de béton sont présentées à la Figure 3.12. Les dimensions du spécimen et les paramètres de modélisation sont basés sur les études menées par Winkelbauer (2015).

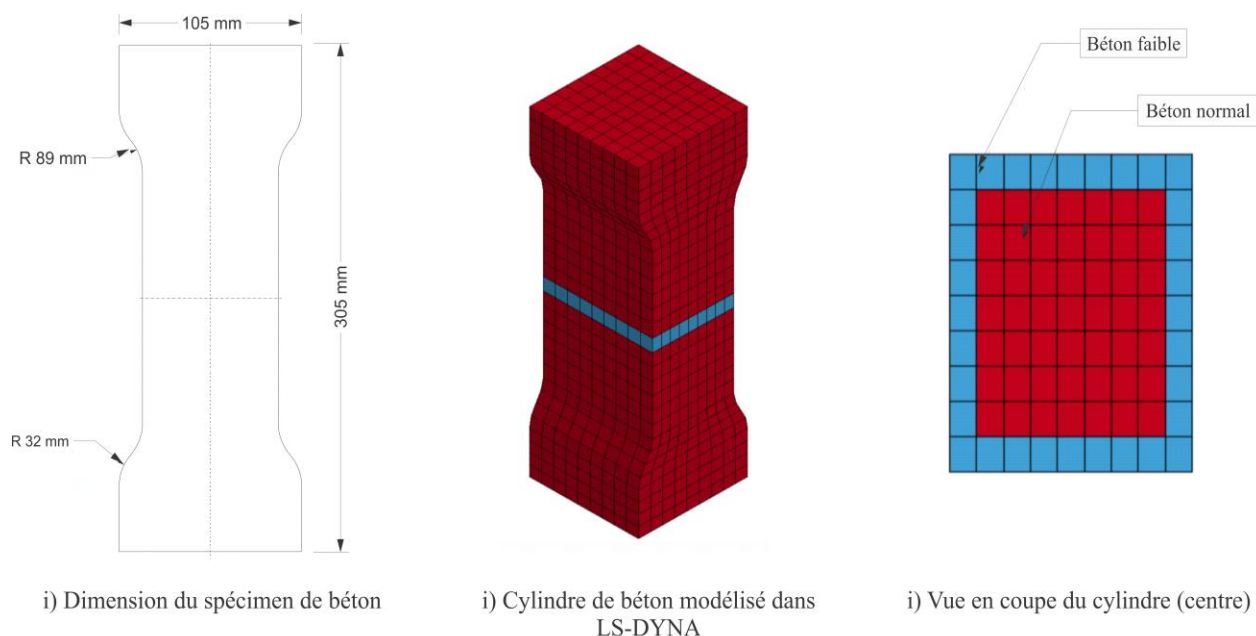


Figure 3.12 : Spécimen de béton modélisé dans LS-Dyna.

La géométrie de ce spécimen de béton modélisé fait en sorte que sous une sollicitation en traction directe qui produit un champ de contraintes uniformes, la fissuration peut subvenir à n'importe quel endroit dans la section centrale. Pour faciliter la collecte et la comparaison des résultats, une

zone avec une résistance en traction un peu plus faible a été modélisée dans le but de localiser la fissuration du spécimen toujours au même endroit.

Les paramètres d'entrée du matériau utilisé (MAT\_CSCM) ont été définis et expliqués dans les sections précédentes. La résistance statique en traction du béton testé est de 2.2 MPa et 2.0 MPa pour le béton pour simulant l'effet d'une encoche. La résistance dynamique du béton est définie par le modèle CSCM en tenant compte du taux de déformation appliqué et des paramètres d'entrée. L'énergie de fissuration statique est égale 270 N/m pour l'ensemble du modèle. Cette valeur a été choisie, car dans le cadre de ce projet, on s'intéresse particulièrement au béton de masse. Les différentes propriétés mécaniques du matériau sont présentées au Tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Propriétés mécaniques du béton utilisés.

| <b><u>Paramètre</u></b>                  | <b><u>Béton normal</u></b> | <b><u>Béton faible</u></b> |
|--|----------------------------|----------------------------|
| <b>Densité (<math>kg/mm^3</math>)</b>    | 2.402E-06                  | 2.402E-06                  |
| <b>Résistance à la Compression (MPa)</b> | 28                         | 28                         |
| <b>Résistance à la traction (MPa)</b>    | 2.2                        | 2.0                        |
| <b>Énergie de fissuration (N/m)</b>      | 270                        | 270                        |
| <b>Taille max. granulats (mm)</b>        | 80                         | 80                         |
| <b>Coefficient de Poisson</b>            | 0.19                       | 0.19                       |
| <b>Module d'élasticité (GPa)</b>         | 25.8                       | 25.8                       |

Le spécimen de béton est modélisé par des éléments solides à 8 nœuds à intégration exacte. Le modèle est constitué de 3000 éléments carrés de dimension 12.7 mm. Un seul type de maillage a été considéré, car des études préliminaires menées sur ce spécimen ont permis de trouver le maillage optimal pour atteindre la convergence du modèle (Winkelbauer 2015).

Pour simuler les essais de traction dynamique, un déplacement linéaire perpendiculaire à la surface est appliqué sur les nœuds au sommet du spécimen. Pour chaque simulation, le taux de déplacement appliqué est ajusté afin d'obtenir le taux de déformation souhaitée. Des conditions frontières sont appliquées sur les nœuds du sommet afin de les maintenir en place lors de l'application des charges durant la simulation. De plus, le spécimen est encasté à sa base.

Le solveur utilisé pour la simulation numérique est explicite. Cette méthode de résolution est recommandée pour les problèmes dynamiques non linéaires. Le pas de temps maximal utilisé par le logiciel est  $\Delta t = 1 \cdot 10^{-4}$  s.

### 3.6.1 Essais dynamiques en traction directe

Cette section présente les résultats des essais de traction dynamique réalisée sur un prisme de béton en utilisant le matériau CSCM. La plupart des simulations effectuées ont duré environ 10 à 15 minutes pour être complétées. Avec l'animation des essais de traction, il est possible d'observer que la fissuration du spécimen se produit uniquement au centre. Ceci est dû à la concentration de contrainte au centre du spécimen dû à l'utilisation d'éléments de plus faible résistance au centre du spécimen. La localisation de la fissuration est très importante, car c'est l'endroit où la contrainte de rupture est enregistrée lors de chaque essai de traction. La Figure 3.13 illustre la fissuration obtenue lorsque le spécimen est soumis à des efforts de traction directe.

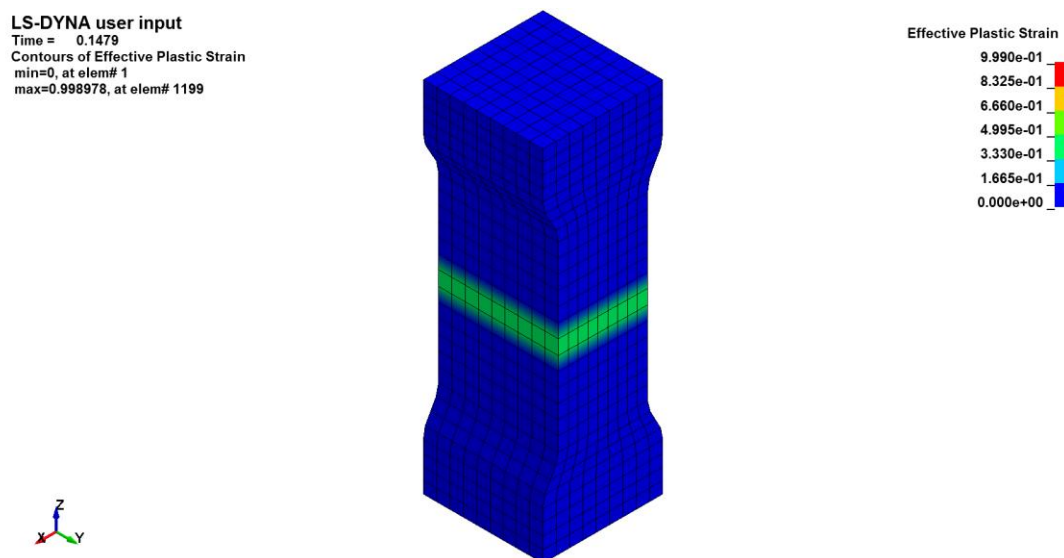


Figure 3.13 : Localisation de la fissuration du spécimen durant les essais de traction

Dans cette étude, les taux de déformations suivants :  $10^{-4} \text{ s}^{-1}$ ,  $10^{-3} \text{ s}^{-1}$ ,  $10^{-2} \text{ s}^{-1}$  et  $10^{-1} \text{ s}^{-1}$  ont été considérées. La Figure 3.14 présente les courbes contraintes-déformations obtenues lors des essais de traction pour les différents taux de déformation considérés. La sensibilité de la résistance en traction du béton au taux de déformation est clairement illustrée par la Figure 3.14. En effet, la résistance à la traction ultime augmente avec l'augmentation du taux de déformation appliquée. La

tendance générale de l'augmentation des courbes contrainte-déformations est assez similaire de ceux obtenus par des études expérimentales (Yan and Lin 2006).

Plusieurs études expérimentales menées par différents auteurs se contredisent en ce qui concerne l'effet du taux de déformation sur déformation à la rupture du béton. Certains indiquent que la déformation ultime en traction du béton augmente avec le taux de déformation (Bazant and Oh 1982) tandis que d'autres ont observé une diminution (Bischoff and Perry 1991). Dans cette étude, une légère baisse de la déformation à la rupture a été observée avec l'augmentation du taux de déformation. La déformation à la rupture en traction pour l'essai quasi-statique ( $10^{-5} \text{ s}^{-1}$ ) est environ  $70.3 \cdot 10^{-6} \text{ mm/mm}$ . Une baisse d'environ 10% de cette valeur a été constatée avec l'augmentation du taux de déformation. Cependant, en ce qui concerne la déformation à l'ultime en traction celle-ci demeure inchangée pour tous les cas de chargement appliqué (0.0020 mm/mm).

À partir de Figure 3.14, on peut constater que l'effet du taux de déformation sur le module d'élasticité n'est pas pris en compte par le matériau MAT\_CSCM. Cette observation a en accord avec les conclusions des travaux effectuées par (Wu and al. 2012 et Suaris and Shah 1983).

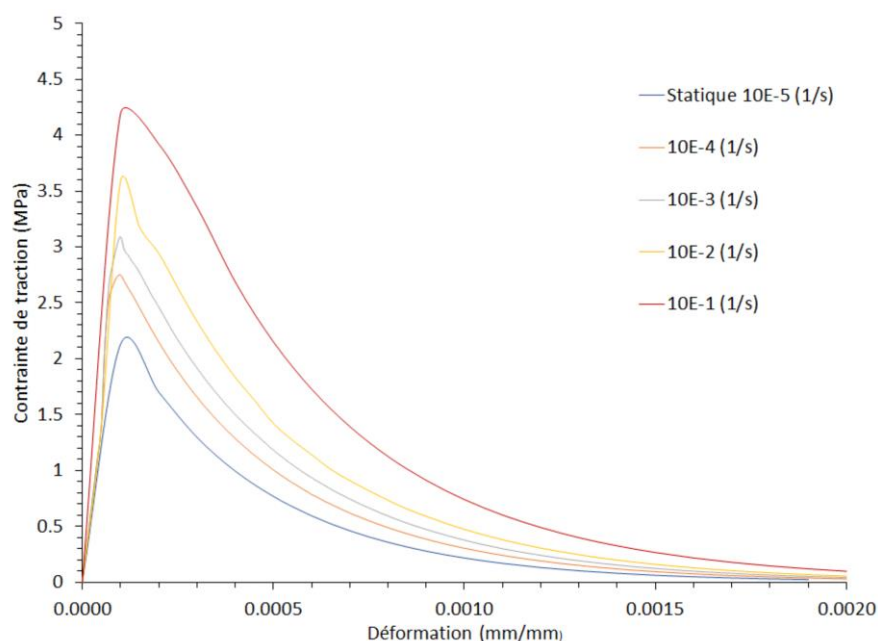


Figure 3.14 : Courbe contrainte-déformation pour les différents taux de déformation étudiés.

Le Tableau 3.6 présente un résumé des résultats des essais de traction effectués avec le modèle constitutif de béton CSCM. Celui-ci présente les résistances à la traction obtenue pour les différents taux de déformation considérés lors des simulations. De plus, le Tableau 3.6 présente aussi

l'énergie de fissuration mesurée lors de chaque essai de traction en fonction du taux de déformation. La résistance à la traction et l'énergie de fissuration du béton sont reportées sous forme de DIF afin de faciliter la comparaison des résultats obtenue avec les essais au laboratoire. La comparaison des résultats obtenue permettra de juger si les résistances à la traction dynamique (DIF) obtenue avec le modèle CSCM sont adéquates. Dans cette section, les résultats des essais de traction dynamique sont comparés avec les résultats des essais en laboratoire menés par Brühwiler (1990). Les résultats obtenus numériquement et expérimentalement sont résumés dans le Tableau 3.6. Il est possible de remarquer que les résultats obtenus numériquement et expérimentalement sont assez similaires.

Tableau 3.6 : Comparaison des résultats expérimentales versus numérique du DIF en traction du béton.

| Essais numériques avec MAT_CSCM (LS-Dyna) |             |             |               |               | Brühwiler 1990 |               |
|---|-------------|-------------|---------------|---------------|----------------|---------------|
| $\dot{\epsilon}$ (1/s)                    | $f_t$ (MPa) | $G_f$ (N/m) | DIF ( $f_t$ ) | DIF ( $G_f$ ) | DIF ( $f_t$ )  | DIF ( $G_f$ ) |
| <b>Statique (<math>10^{-5}</math>)</b>    | 2.12        | 276         | <b>1.00</b>   | <b>1.00</b>   | 1.00           | 1.00          |
| <b><math>10^{-4}</math></b>               | 2.75        | 324         | <b>1.29</b>   | <b>1.17</b>   | 1.20           | 1.12          |
| <b><math>10^{-3}</math></b>               | 3.10        | 352         | <b>1.46</b>   | <b>1.27</b>   | 1.45           | 1.25          |
| <b><math>10^{-2}</math></b>               | 3.60        | 390         | <b>1.70</b>   | <b>1.41</b>   | 1.75           | 1.40          |
| <b><math>10^{-1}</math></b>               | 4.20        | 424         | <b>2.00</b>   | <b>1.54</b>   | 2.10           | 1.56          |

La Figure 3.15 présente les courbes de DIF de la résistance à la traction et de l'énergie de fissuration en fonction du taux de déformation obtenue avec le modèle constitutif MAT\_CSCM. De plus, la Figure 3.15 présente les courbes expérimentales obtenues par Brühwiler (1990) lors de ses travaux menés sur propriétés dynamiques du béton de masse. Dans un premier temps, il est possible de constater que la résistance à la traction est plus sensible à l'effet du taux de déformation que l'énergie de fissuration. Par ailleurs, il faut remarquer que l'augmentation de résistance en traction et de l'énergie de fissuration en fonction du taux de déformation ne se fait pas de manière linéaire. L'augmentation du DIF a plutôt une forme exponentielle. En effet, le DIF augmente de manière plus significative lorsque le taux de déformation devient plus grand  $10^{-2}s^{-1}$ .

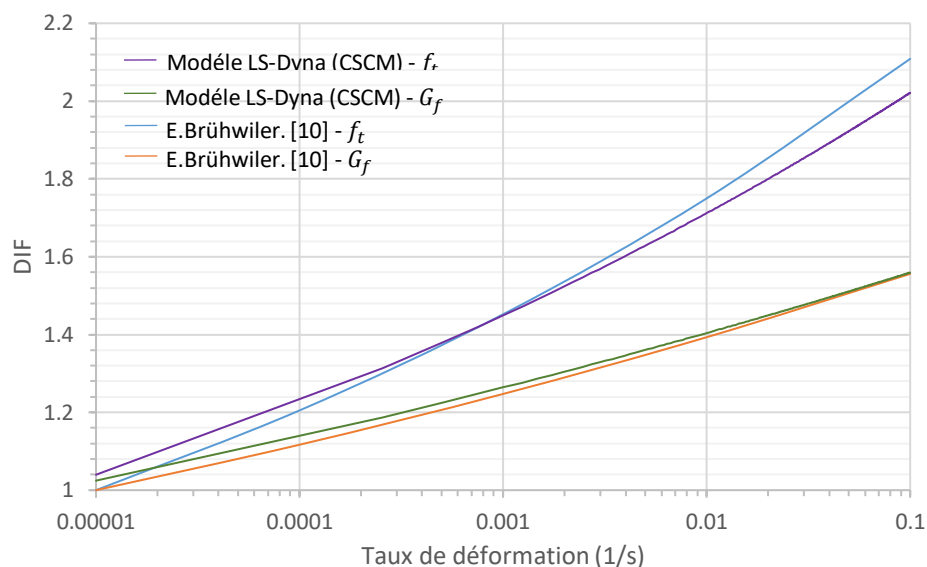


Figure 3.15 : Courbe de DIF obtenue avec le matériau CSCM et ceux obtenus par Brühwiler 1990.

### 3.6.2 Discussion et conclusion

Les simulations numériques de traction dynamique ont été réalisées avec le matériau MAT\_CSCM. L'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction est bien implanté dans le matériau MAT\_CSCM. L'augmentation de la résistance à la traction avec l'augmentation du taux de déformation obtenue avec le spécimen de béton est assez similaire des résultats obtenus expérimentalement. Les facteurs d'amplification dynamique (DIF) en fonction du taux de déformation obtenue avec le matériau MAT\_CSCM sont très proches des valeurs obtenues par Brühwiler(1990). Pour conclure, le matériau est capable de modéliser correctement le comportement dynamique en traction du béton de masse. Il est possible d'observer que pour ce modèle l'effet du taux de déformation n'affecte pas beaucoup la rigidité du matériau. En effet, l'augmentation du taux de déformation ne modifie pas de manière significative le module d'élasticité du matériau. Cette observation a été constatée par plusieurs autres travaux en laboratoire. Le facteur d'amplification dynamique (DIF) obtenu pour l'énergie de fissuration avec le matériau CSCM est satisfaisant en comparaison aux données expérimentales obtenues par Brühwiler (1990). Cependant, l'énergie de fissuration est moins sensible au taux de déformation que la résistance à la traction en ce qui concerne le béton. En bref, le comportement dynamique du béton soumis à de la traction est bien implémenté dans le matériau CSCM.



### 3.7 Conclusions et Recommandations

Les simulations numériques effectuées dans ce chapitre ont permis de tirer les conclusions suivantes.

Le modèle constitutif de béton MAT\_CSCM implanté dans LS-Dyna permet d'effectuer des analyses non linéaires sur du béton de masse. De plus, le modèle est capable de modéliser les caractéristiques suivantes du béton :

- l'endommagement plastique basé sur l'adoucissement et la réduction du module d'élasticité;
- l'effet du taux de déformation par l'augmentation de résistance en fonction du taux de déformation appliquée;
- la prise en compte de l'énergie de fissuration comme paramètres d'entrée et de sa sensibilité au taux de déformation.

Les études menées démontrent que le matériau CSCM implanté dans LS-Dyna est performant et fiable et peut être utilisé pour effectuer des analyses non linéaires sur du béton de barrage. Cependant, les nombreux paramètres d'entrée à spécifier représentent un inconvénient du modèle. Le temps pour compléter les analyses est raisonnable, environ 5 minutes pour le spécimen de béton.

Le matériau CSCM génère une résistance à la traction d'environ 7% de la résistance à la compression, ce qui concorde généralement à la valeur recommandée dans les lignes directrices de barrages. Les autres propriétés telles que le module d'élasticité et la déformation de rupture sont conformes aux recommandations des guides de conceptions.

Le modèle constitutif de béton CSCM prédit correctement le mécanisme de rupture du spécimen de béton testé en traction. En effet, les contraintes et la zone de défaillance sont bien localisées par le modèle pour l'ensemble des simulations.

L'effet du taux de déformation sur le comportement dynamique en traction observé en utilisant le modèle CSCM est similaire aux essais expérimentaux présents dans la littérature. Les facteurs d'amplifications dynamiques (DIF) obtenus pour la résistance à la traction sont similaires à ceux obtenus par Brühwiler (1990). L'effet du taux de déformation sur l'énergie de fissuration obtenue avec le matériau CSCM est comparable aux données expérimentales de référence.

Le matériau CSCM démontre qu'il est capable de modéliser le comportement non-linéaire du béton de barrage. Basé sur les résultats des simulations numériques sur le prisme de béton, le modèle est capable de modéliser l'effet du taux de déformation sur le comportement en traction du béton de masse.

## **CHAPITRE 4 ANALYSE SISMIQUE LINÉAIRE EN TENANT COMPTE DE LA RÉSISTANCE DYNAMIQUE : ESTIMATION DE L'ENDOMMAGEMENT**

### **4.1 Introduction**

Généralement, les guides de barrages exigent que la contrainte en traction soit plus faible que la résistance à la traction afin d'éviter la fissuration du béton. Puisque les analyses non linéaires sont difficiles à mettre en œuvre, USACE (2003) a introduit une approche systématique pour l'évaluation du comportement sismique des barrages en béton à partir des analyses linéaires temporelles. L'évaluation du comportement sismique proposé par le USACE (2003) a pour but de prédire le niveau d'endommagement probable que le barrage risque de développer lors d'un séisme. Cette méthode est basée sur la magnitude du ratio demande/capacité (DCR, *demand capacity ratio*), et la durée cumulative de l'excursion de la contrainte au-dessus de la résistance dynamique à la traction du béton. Une description détaillée de cette méthode est présentée à la section 4.2.

Le barrage-poids Outarde-3 a été choisi pour cette étude. Cette section présente une description détaillée du modèle de barrage et les hypothèses de modélisation considérées. L'objectif de cette section est de quantifier et cibler les zones susceptibles de subir de la fissuration et d'estimer le niveau d'endommagement en tenant compte de la résistance dynamique avec la méthode de USACE (2003) pour différentes sollicitations sismiques. Les résultats obtenus avec la méthode de USACE (2003) seront par la suite comparés et discutés avec les analyses non linéaires présentées au chapitre 5 afin de juger de la performance de cette méthode.

### **4.2 Description de l'analyse par performance de USACE (2003)**

Cette section présente la méthodologie de l'approche systématique proposée par USACE (2003) afin de prédire le comportement sismique des barrages en béton. Cette approche fournit des informations importantes sur les zones susceptibles de subir l'initiation et la propagation de la fissuration. Cette méthodologie est basée sur le ratio demande/capacité (DCR), définie comme étant le ratio entre la contrainte maximale de traction permise sur la résistance en traction du béton, et sur la durée cumulative inélastique (CID), qui réfère à la durée totale de l'excursion de la contrainte au-dessus de la résistance à la traction. Par la suite, une évaluation basée sur le DCR et

CID est appliquée sur la plage de contrôle des dommages illustrée à la Figure 4.1. Si la valeur de la durée cumulative inélastique (CID) se retrouve en dessous de la courbe du seuil limite de performance pour un DCR donnée, le niveau dommage est considéré faible à modéré et une analyse linéaire est recommandée. Dans le cas contraire, les dommages sont considérés importants, nécessitant ainsi une analyse non linéaire pour déterminer si le barrage risque une défaillance. La Figure 4.1 présente une illustration de cette méthode. De plus, une description détaillée des paramètres de cette méthode est présentée Figure 4.1.

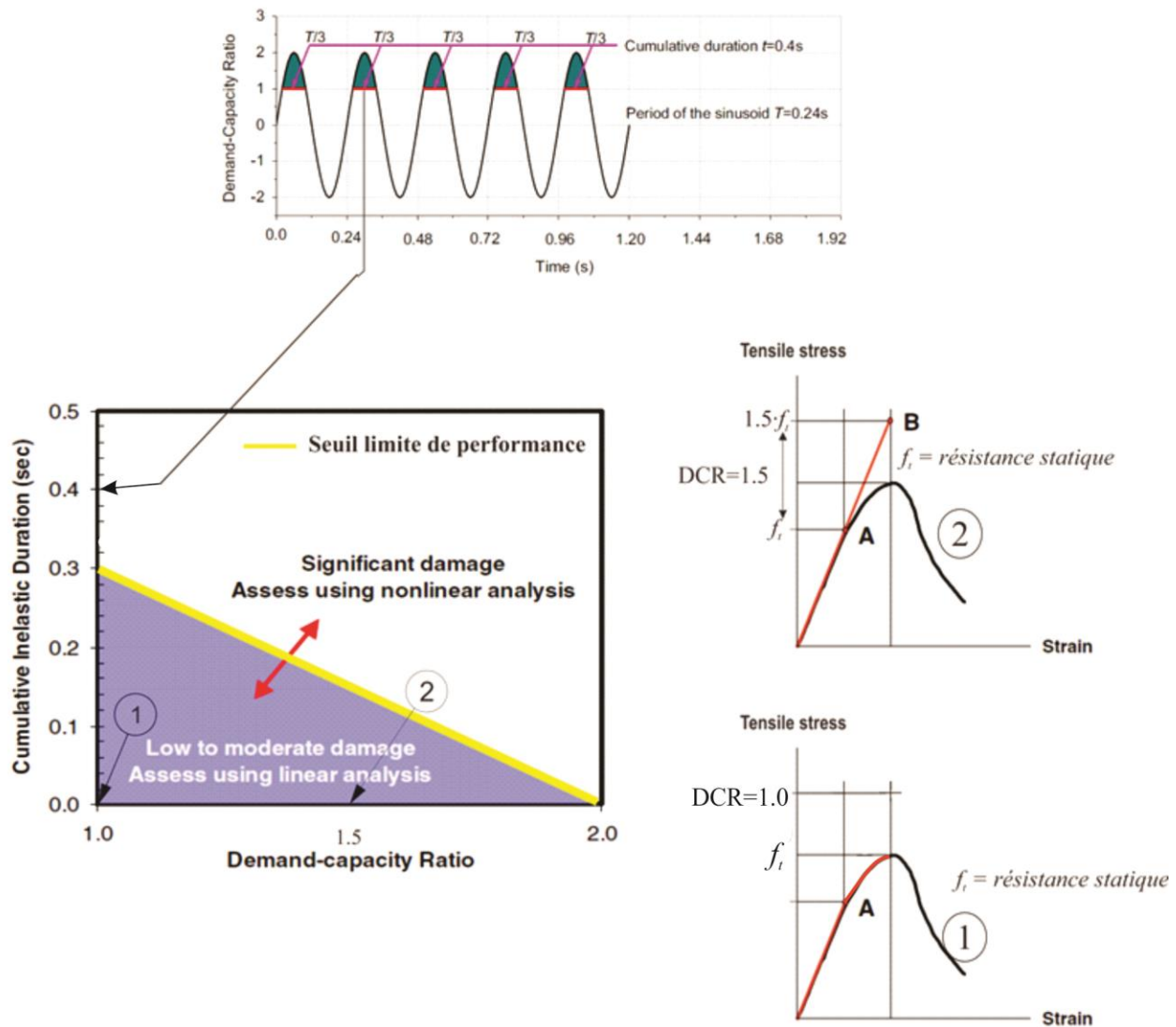


Figure 4.1 : Illustration de la performance sismique et du critère d'endommagement proposée par USACE (2003).

### ▪ **Demande-capacité ratio (DCR)**

Pour les barrages-poids, le ratio demande/capacité (DCR) est défini comme étant le ratio de la contrainte maximale en traction permise sur la résistance à la traction du béton. Un DCR égal à 1 correspond à une contrainte maximale admissible qui est égale à la résistance statique en traction. À l'opposé, un DCR égal à 1.5 correspond à une contrainte maximale admissible qui est égale à 1.5 fois la résistance statique en traction. Pour cette étude, la résistance statique en traction du béton est 2 MPa. De plus, les valeurs de  $\text{DCR} = 1.0$  et  $\text{DCR} = 1.5$  sont considérées.

### ▪ **Durée cumulative inélastique**

Une représentation de la durée cumulative inélastique est illustrée à l'aide d'un exemple simplifié en haut de la Figure 4.1. Celui-ci réfère à la durée totale de l'excursion de la contrainte au-dessus de la contrainte limite permise. Par exemple, une durée cumulative de 0.4 secondes avec  $\text{DCR} = 1.0$  indique la durée totale de l'excursion de la contrainte au-dessus de la résistance statique à la traction du béton, comme montré à la Figure 4.1. De même que, une durée cumulative de 0.2 secondes pour une  $\text{DCR} = 1.5$  correspond à la durée totale de l'excursion de la contrainte au-dessus d'un niveau de contrainte 1.5 fois la résistance statique à la traction du béton. La durée cumulative inélastique peut être obtenue de façon approximative en multipliant le nombre des points de contrainte qui excèdent un certain niveau de contrainte par le pas de temps de l'analyse. Plus la durée cumulative inélastique est élevée, plus il y a de chance que le barrage présente de la fissuration.

### ▪ **Critère de performance pour les barrages-poids**

La performance sismique d'un barrage-poids est évaluée par les paramètres demande/capacité ratio (DCR) et la durée cumulative inélastique comme décrite dans les paragraphes précédents. Il y a trois niveaux de performance à considérer :

1. *Mineur et sans dommage.* Le comportement du barrage est considéré élastique avec un peu ou sans possibilité de dommage si la  $\text{DCR} \leq 1$ .
2. *Niveau de dommage acceptable.* Le comportement non linéaire ou la fissuration sismique du barrage est considéré acceptable avec ou sans possibilité de défaillance si la  $\text{DCR} < 2$  et que la durée cumulative inélastique pour tous les DCR entre 1 et 2 tombe en dessous de la courbe de seuil limite de performance.

3. *Dommmage sévère.* Le dommage est considéré sévère quand le  $DCR > 2$ , ou la durée cumulative inélastique pour tous les DCR située entre 1 à 2 tombes au-dessus de la courbe du seuil limite de performance.

## 4.3 Description du modèle d'éléments finis

### 4.3.1 Géométrie et maillage du modèle

Pour cette étude, le barrage-poids Outarde-3 a été choisi à cause de sa géométrie simple. Ce barrage est localisé sur la rivière Outarde dans le nord-est du Québec. Sa construction a été achevée en 1968. Il est actuellement le plus grand barrage-poids au Québec. Le barrage Outarde-3 est formé de 19 plots avec une hauteur maximale de 78 m et une longueur de crête de 300 m. Le plot le plus haut a été modélisé. La Figure 4.2 présente la coupe transversale du barrage Outarde-3 modélisé dans le logiciel LS-Dyna. De plus, Figure 4.3 illustre une vue tridimensionnelle du barrage avec les différents paramètres de modélisation considérés lors de cette étude.

La tranche du barrage modélisé à une épaisseur de 14.2 m, ce qui représente l'épaisseur des plots du barrage. De plus, le barrage modélisé mesure 80 m haut, avec une largeur à la base 61.5 m et une largeur de crête de 4.6 m. Les dimensions du modèle sont présentées à la Figure 4.2.

Le maillage du barrage est composé de 3780 éléments hexaédriques répartis en 8 couches selon la direction transversale du barrage. Le barrage est modélisé par des éléments solides à 8 nœuds à intégration exacte.

En ce qui concerne les conditions frontières, le barrage repose sur un bloc de roc très rigide à la base ( $E = 70$  GPa) qui approxime un encastrement. Des conditions de symétrie (déformations planaires) ont été imposées sur les faces du modèle dans le but d'éliminer les mouvements transversaux lors des analyses.

Le logiciel LS-Dyna utilise par défaut un schéma d'intégration explicite pour la résolution des problèmes. Avec la méthode explicite, les accélérations nodales sont résolues directement (pas d'itération) par une matrice de masse diagonale et la contribution des vecteurs de forces appliquées sur le nœud. Cette méthode permet d'effectuer rapidement les calculs. Cependant, la méthode explicite est conditionnellement stable. En effet, le pas de temps d'une analyse explicite doit être inférieur au pas de temps nécessaire à une onde P (axiale) ou S (cisaillement) pour traverser le plus petit élément du système. Dans notre cas, ce sont les éléments de la crête qui contrôlent le pas de temps utilisé lors des analyses avec un pas de temps maximal de  $\Delta t = 1.28 \cdot 10^{-4} \text{ s}$ .

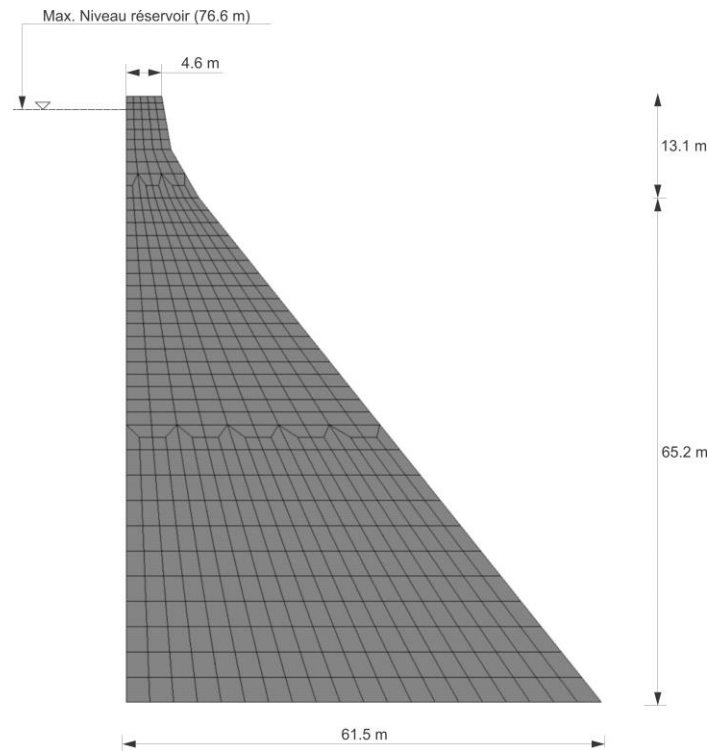


Figure 4.2 : Géométrie et maillage du barrage modélisé dans LS-Dyna.

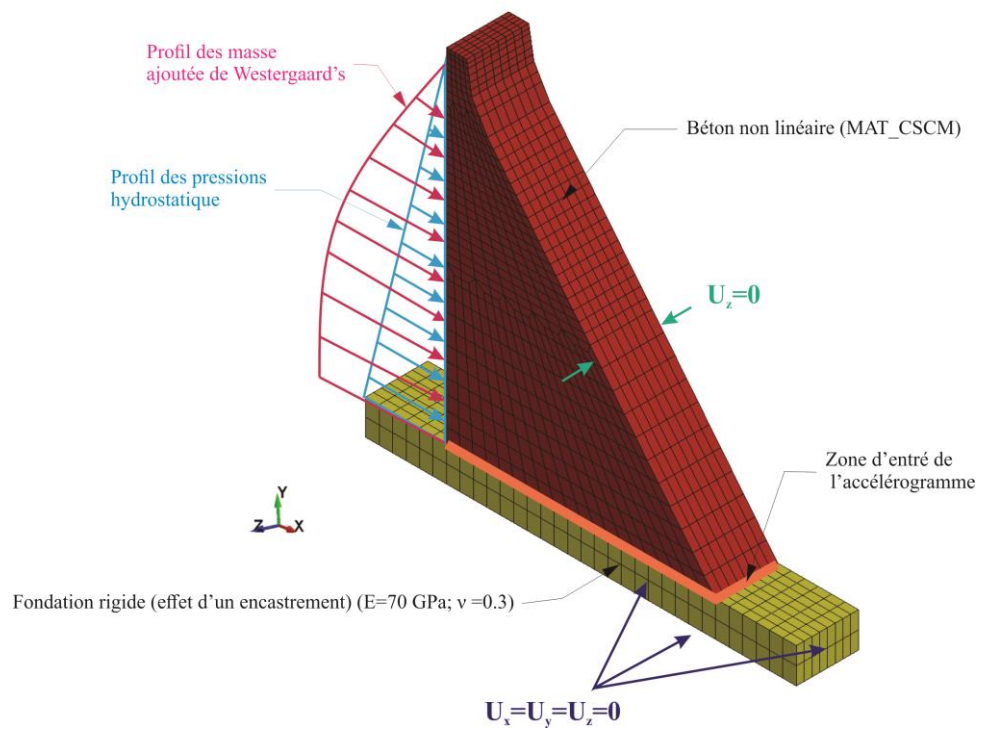


Figure 4.3 : Les différents paramètres de modélisation du barrage dans LS-Dyna.



### 4.3.2 Propriétés des matériaux

Le Tableau 4.1 présente les différentes propriétés mécaniques du béton utilisées lors des analyses. La masse volumique du béton est de  $2400 \text{ kg/m}^3$ . Le module d'élasticité choisi pour le béton est de 32 GPa. Cette valeur a été choisie afin d'obtenir une fréquence fondamentale similaire à celle obtenue lors des essais in situ sur le barrage Outarde-3 (Proulx 1994). Le coefficient de Poisson est 0.2.

Tableau 4.1 : Propriétés du matériau élastique.

|                              | Unité           | Béton élastique |
|------------------------------|-----------------|-----------------|
| Densité $\rho$               | $\text{kg/m}^3$ | 2400            |
| Module élastique $E$         | GPa             | 32              |
| Coefficient de Poisson $\nu$ | -               | 0.2             |

### 4.3.3 Conditions de chargement et applications des charges

#### 4.3.3.1 Charges statiques

- **Poids Propre**

Le poids propre du barrage est calculé pour chaque analyse à partir de la masse volumique du béton ( $\rho_{\text{béton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ ) et le volume total du barrage. Le poids total du modèle est égal à  $8 \cdot 10^8 \text{ N}$ .

- **Poussée hydrostatique**

Une poussée hydrostatique a été ajoutée à la face amont pour simuler l'effet du réservoir sur le barrage. La poussée hydrostatique est calculée avec une hauteur d'eau de 76.6 m. Le profil de pression hydrostatique appliquée sur le barrage est présenté à la Figure 4.4.

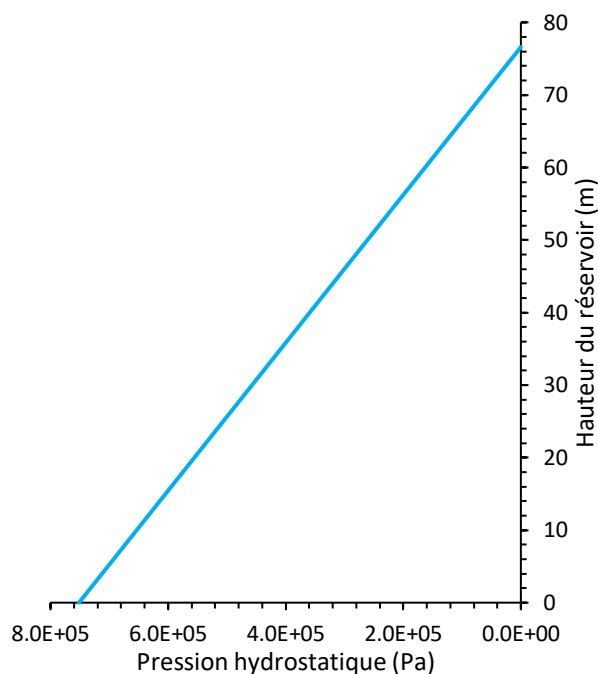


Figure 4.4 : Profil de la poussée hydrostatique utilisé dans le modèle.

#### 4.3.3.2 Charges dynamiques

- **Sollicitations sismiques**

Différentes sollicitations sismiques sont appliquées sur le barrage dans la direction horizontale amont aval. Les historiques d'accélération choisis sont appliqués à la base du barrage en utilisant l'option INTERFACE\_SSI pour définir une interface sol-structure et LOAD\_SEISMIC\_SSI afin de spécifier l'accélération horizontale sur cette interface.

- **Poussée hydrodynamique (Masse de Westergaard)**

L'application d'une sollicitation sismique sur le barrage engendre une poussée hydrodynamique provenant du réservoir sur le côté amont du barrage. L'effet de cette poussée hydrodynamique peut être modélisé par l'ajout des masses de Westergaard. La Figure 4.5 illustre le profil des masses de Westergaard considéré dans le modèle afin de simuler l'effet des poussées hydrodynamiques du réservoir.

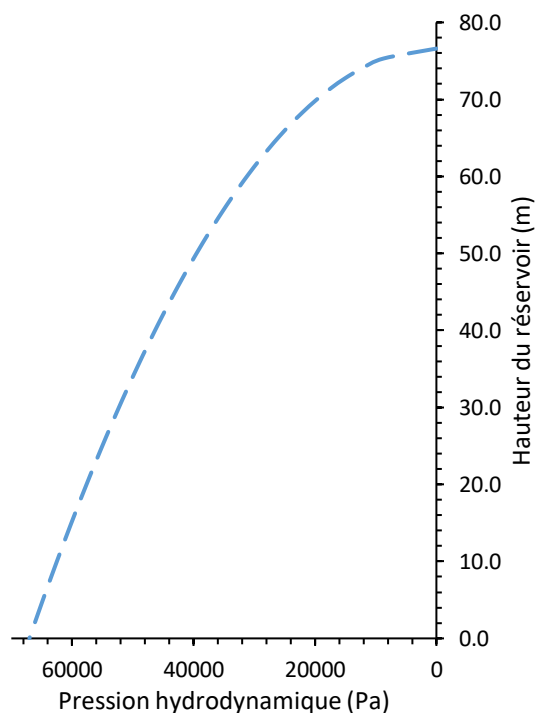


Figure 4.5 : Profil des pressions hydrodynamiques qui sont représentées par les masses de Westergaard utilisées dans le modèle.

#### 4.3.3.3 Applications des charges statiques

Lorsqu'on utilise un schéma d'intégration explicite, la vitesse de l'application des charges est très importante. L'application rapide des charges statiques risque d'introduire un surplus d'énergie dans le système ou exciter des modes à haute fréquence. Pour remédier à ces problèmes, les charges statiques sont appliquées en deux phases distinctes. Dans un premier temps, les charges statiques sont appliquées sur le modèle par l'entremise d'une relaxation dynamique (CONTROL\_DYNAMIC\_RELAXATION). Par la suite, à la fin de la relaxation dynamique les charges statiques sont maintenues constantes lors d'analyse dynamique.

La relaxation dynamique consiste à minimiser l'énergie cinétique du modèle en réduisant les vitesses nodales des nœuds à chaque pas de temps. La relaxation dynamique prend fin lorsque l'énergie cinétique est minimisée (facteur de convergence  $1 \cdot 10^{-4}$ ) ou après une durée maximale de 25 secondes. Le poids propre du barrage et les poussées hydrostatiques sont appliqués sur une durée de 4 secondes ce qui correspond à 20 fois la durée de la période fondamentale de l'ouvrage. Par la suite, ces charges sont maintenues constantes pour le reste des analyses. Les contraintes,

déplacements, et réactions obtenues lors de phase de relaxation dynamique sont utilisés à titre de conditions initiales lors des analyses transitoires.

Le poids propre du barrage et la poussée hydrostatique à la fin de la phase de relaxation dynamique sont comparés aux valeurs théoriques afin de vérifier si elles sont adéquates.

#### 4.3.3.4 Applications des charges dynamiques

Les sollicitations sismiques sont appliquées à la base du barrage sous forme d'accélération à l'aide d'une commande spéciale (LOAD\_SEISMIC\_SSI) de LS-Dyna qui permet d'éviter le processus de déconvolution de l'excitation sismique si nécessaire. La poussée hydrodynamique est appliquée à chaque pas de temps en fonction de l'accélération des nœuds en amont du barrage.

### 4.4 Caractéristique dynamique du modèle

#### 4.4.1 Modes de vibrations

Pour le barrage modélisé, des essais dynamiques in situ ont été réalisés sur l'ouvrage par Proulx et al. (1994). Les résultats de ces essais dynamiques ont identifiés une période fondamentale de 0.20 seconde pour le système barrage fondation réservoir avec un amortissement critique de 2.57 %. L'analyse modale effectuée sur LS-Dyna a permis de mesurer une période fondamentale de 0.22 s. Les résultats des essais dynamiques in situ et numériques sont présentés dans le Tableau 4.2. Les différences observées au niveau des caractéristiques dynamiques ( $T$  et  $\xi$ ) sont dues au fait que les essais in situ sont réalisés sur l'ensemble du système (barrage, réservoir, fondation) alors que le modèle numérique considère uniquement le barrage en béton.

Tableau 4.2 : Propriétés dynamiques du barrage Outarde-3

|  | $f_1 (Hz)$ | $T(sec)$ | $\xi (%)$ |
|--|------------|----------|-----------|
| Essais dynamiques (Proulx et al. 1994) | 4.85       | 0.20     | 2.60      |
| Modèle LS-Dyna                         | 4.46       | 0.22     | 2.00      |

La Figure 4.6 présente les différents modes de vibrations du barrage et les périodes naturelles. Il est possible d'observer que le premier mode de vibrations est un mode flexionnel.

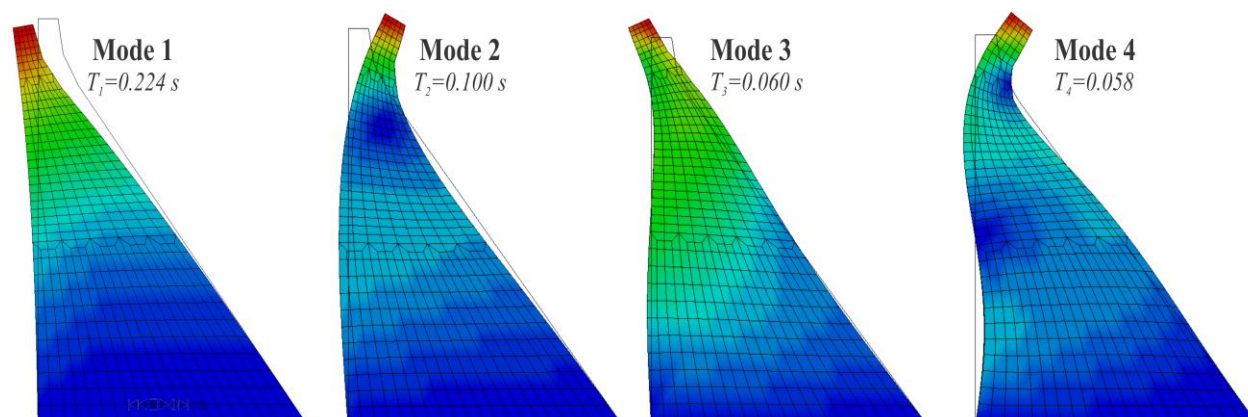


Figure 4.6 : Profil des différents modes de vibrations du barrage Outarde-3.

La Figure 4.7 présente la masse modale effective cumulée en fonction du nombre de modes considéré. Celle-ci représente la part de la masse totale du barrage répondant une sollicitation sismique dans une direction donnée. La plupart des guides de barrage recommandent de considérer un nombre de modes donnés afin d'atteindre une masse modale effective égale à 90% de masse totale du barrage. Pour ce modèle, il faut considérer environ 600 modes de vibrations pour atteindre 90% de la masse modale effective dans la direction horizontale. Pour la direction verticale, il faut considérer 800 modes de vibrations afin d'atteindre une masse modale effective de 90%.

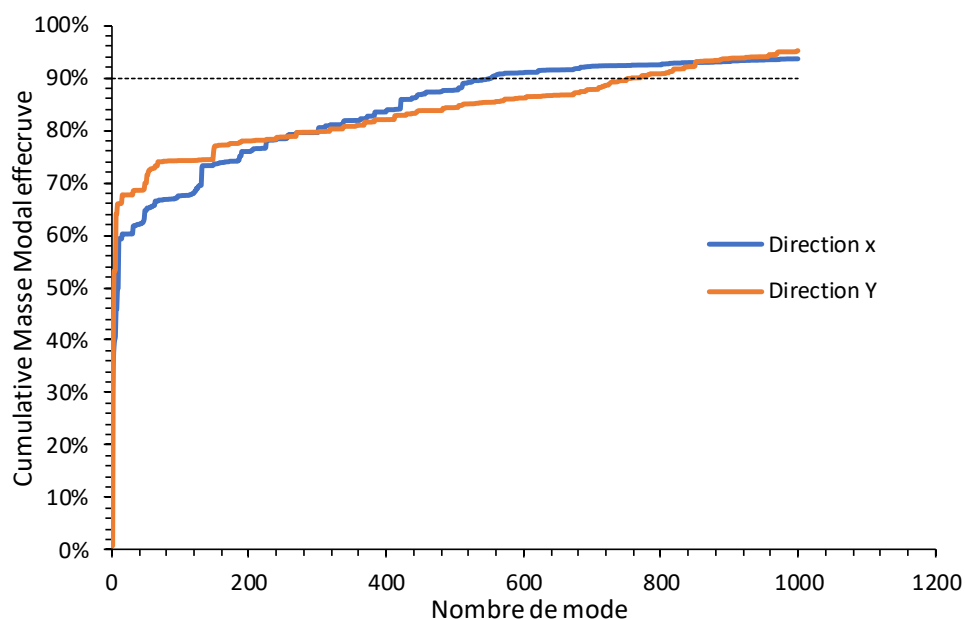


Figure 4.7 : Participation modale dans la direction horizontale et verticale.

#### 4.4.2 Amortissement

Un amortissement visqueux a été utilisé pour simuler la dissipation d'énergie du système. L'amortissement de LS-Dyna (DAMPING\_FREQUENCY\_RANGE) a été utilisé pour toutes les analyses. Celui-ci fournit un amortissement constant sur une plage de fréquences données. Pour ce modèle, un amortissement critique de 5% a été utilisé pour des fréquences situées entre 0.05 Hz et 15 Hz.

Des essais de vibrations libres ont été réalisés afin de vérifier si l'amortissement obtenu avec le modèle numérique correspond à ceux obtenus lors des essais dynamiques in situ. Pour cela, un déplacement a été imposé à la crête du barrage puis subitement enlevé. La Figure 4.8 illustre le déplacement de crête du barrage en vibration libre.

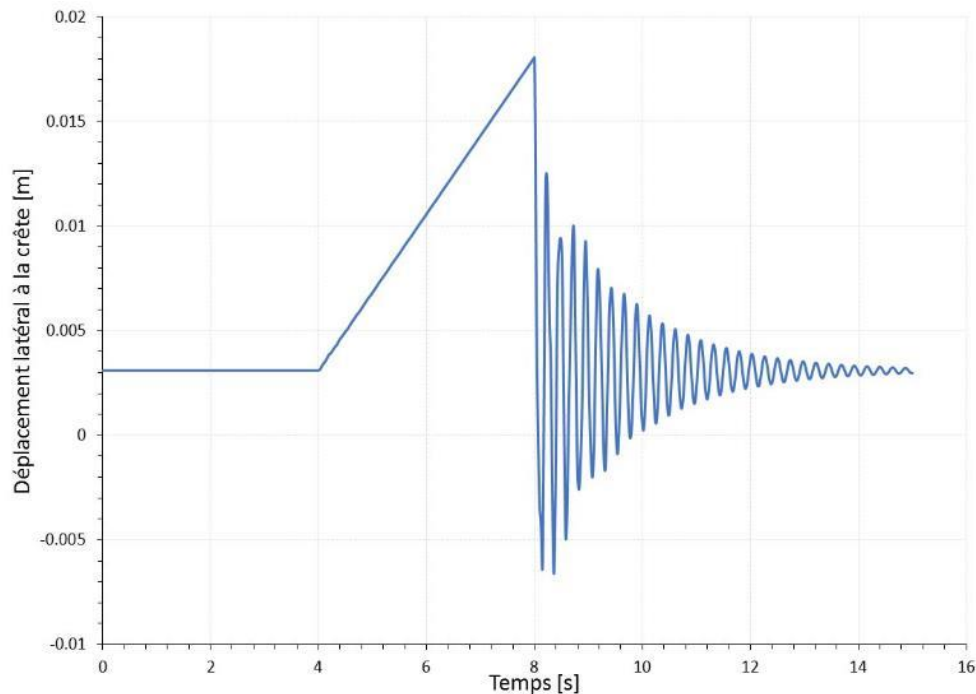


Figure 4.8 : Résultats des essais de vibrations libres réalisés dans LS-Dyna.

Il est possible de constater l'amortissement présent dans le système par la diminution des amplitudes des déplacements. Pour quantifier l'amortissement, la formule du décrément logarithmique à l'équation 19 a été utilisée :

$$\xi = \frac{1}{2\pi m} \ln \left( \frac{u_n}{u_{n+m}} \right) \quad (19)$$

Où  $u_n$  représente le déplacement du pic  $n$ ,  $u_{n+m}$  est le déplacement du pic  $n + m$ ,  $n$  et  $n + m$  identifie le nombre de cycles sur laquelle l'amortissement est mesuré. À partir de cette formule, un amortissement global de 2 % a été obtenu.

## 4.5 Sélection des accélérogrammes

Pour cette étude, des séismes pouvant subvenir à l'Est et à l'Ouest de l'Amérique du Nord ont été choisis. En effet, 3 historiques accélérations provenant de l'Est et de l'Ouest sont étudiés. Leurs caractéristiques sont présentées au Tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Caractéristiques sismiques des différents accélérogrammes utilisés.

|       | Séismes                     | $M_w$ | PGA<br>(g) | PGV<br>(cm/s) |
|-------|-----------------------------|-------|------------|---------------|
| Ouest | <i>Imperial Valley</i> 1979 | 6.53  | 0.60       | 46.75         |
|       | <i>Northridge</i> 1994      | 6.69  | 0.75       | 77.67         |
|       | <i>Chi_Chi</i> 1999         | 7.62  | 0.15       | 24.71         |
|       | <i>Atkinson_1A</i>          | 7.00  | 0.84       | 26.23         |
| Est   | <i>Saguenay</i>             | 7.00  | 0.91       | 36.20         |
|       | <i>Nahanni</i> 1985         | 6.76  | 0.19       | 3.44          |

En ce qui concerne l'Ouest, les séismes de *Imperial Valley*, *Northridge*, et *Chi-Chi* ont été étudiés. Le séisme *Imperial Valley* (Californie, États-Unis) s'est produit en 1979. La magnitude de ce séisme est de M7 avec un PGA de 0.6g (peak ground acceleration). Le séisme de *Northridge* (Californie, États-Unis) a lieu en 1994, ce tremblement de terre est de magnitude M7 avec un PGA égale à 0.75g. Le dernier séisme de l'Est est *Chi\_Chi* (Taiwan) qui s'est produit en 1999 avec une magnitude de M7.62 et un PGA de 0.15g.

Il existe très peu d'accélérogrammes historiques pour les séismes de l'Est. De ce fait, des accélérogrammes synthétiques et historiques ont dû être utilisés pour cette étude. Le séisme synthétique *Atkinson\_1A* provient de la banque de données d'accélérogrammes synthétique développé par Atkinson (2009) pour l'est du Canada. Ce séisme à une magnitude M7 avec un PGA de 0.84g. Pour les accélérations historiques, le séisme du *Saguenay* (Québec, Canada) subvenu en 1988 et le séisme de *Nahanni* (Canada) ont été choisis. Ces séismes sont de magnitude M7 avec un PGA de 0.91g pour le *Saguenay* et 0.19g pour *Nahanni*.

La Figure 4.9 présente l'historique d'accélération des différents séismes considérés pour cette étude. Il est à noter que dans le cadre de cette étude les accélérations historiques utilisées ne sont pas calibrées avec le spectre de réponse du barrage. De même que pour les accélérations synthétiques utilisées. Lors de certaines analyses, l'intensité des accélérogrammes seront augmentera systématiquement pour étudier l'incidence sur la fissuration. Les accélérations présentées à la Figure 4.9 sont des enregistrements bruts des différents séismes utilisés.

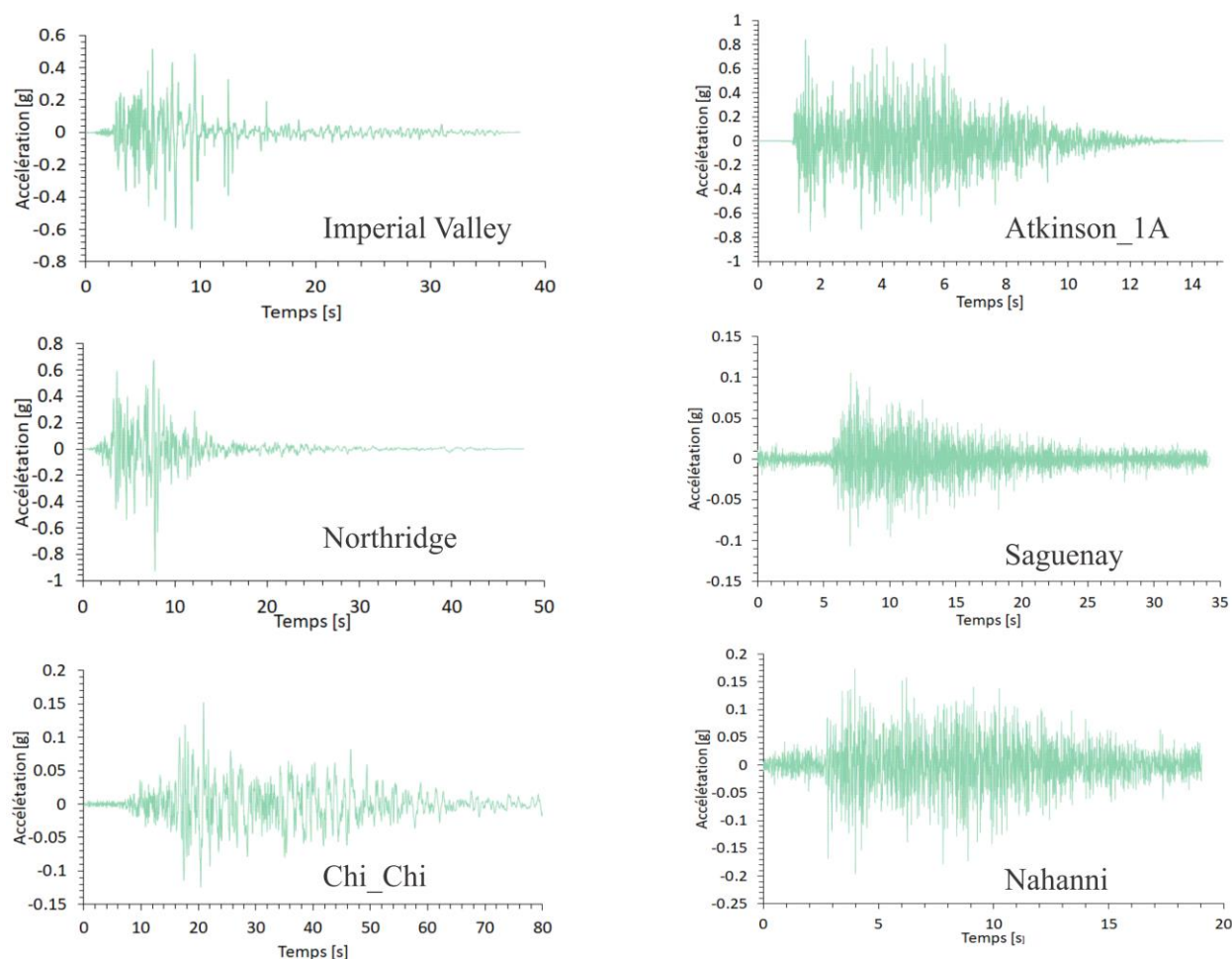


Figure 4.9 : L'historique des accélérations pour les séismes de l'Ouest (à gauche) et de l'Est (à droite).

Il existe de nombreuses différences entre les séismes de l'Ouest versus de l'Est. La différence principale est au niveau du contenu fréquentiel des accélérogrammes. Les séismes de l'Ouest ont un contenu fréquentiel riche en basse fréquence ( $\cong 2\text{Hz}$ ). Cependant, les séismes de l'Est ont un contenu fréquentiel riche en haute fréquence ( $\cong 10\text{Hz}$ ). De plus, les séismes de l'Ouest sont



caractérisés par la présence de longues impulsions d'accélération dans une même direction. En ce qui concerne les séismes de l'Est, les impulsions d'accélération se produisent sur une courte période de temps.

La Figure 4.10 illustre les spectres de réponse des séismes de l'Ouest à l'étude. La période fondamentale du barrage modélisé est aussi présentée dans la Figure 4.10. Il est possible de constater que pour les séismes de l'Ouest l'accélération maximale du spectre de réponse a lieu à des fréquences proches de 2 Hz. En effet, pour le séisme de *Imperial Valley* et de *Chi-Chi* la fréquence dominante est de 2.5 Hz avec des accélérations maximales respectives de 1.8g et 0.5g. En ce qui concerne, le séisme de *Northridge*, l'accélération maximale est de 1.8g à une fréquence de 1.5 Hz.

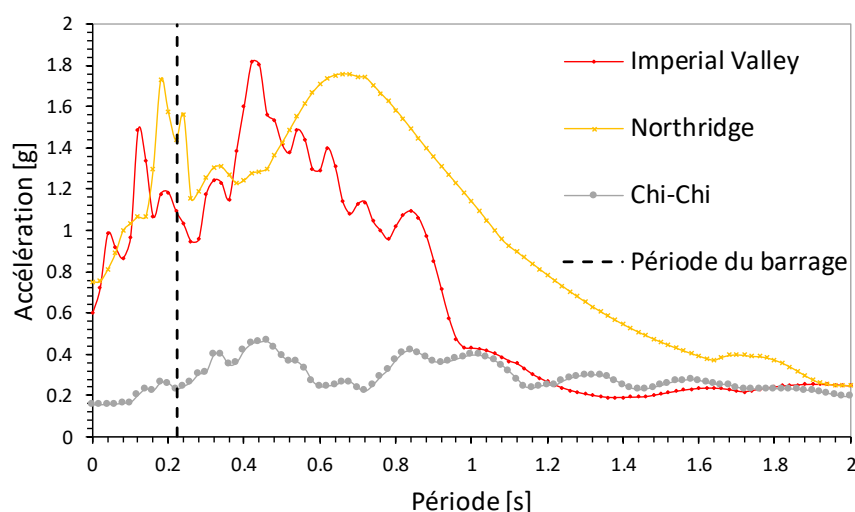


Figure 4.10 : Spectre de réponse pour les séismes de l'Ouest.

Pour les séismes de l'Est, les spectres de réponses sont présentés à la Figure 4.11. L'accélération maximale a lieu à des fréquences plus hautes comparés au séisme de l'Ouest. En effet, la fréquence dominante de ces séismes est de 10 Hz. Le séisme Atkinson 7-A1 affiche une accélération spectrale de 1.9g à une fréquence de 10 Hz. Pour le séisme de *Nahanni*, l'accélération spectrale maximale est de 0.6g à une fréquence de 13 Hz. Pour finir, le séisme du *Saguenay* à une accélération spectrale de 0.35g à une fréquence de 10 Hz.

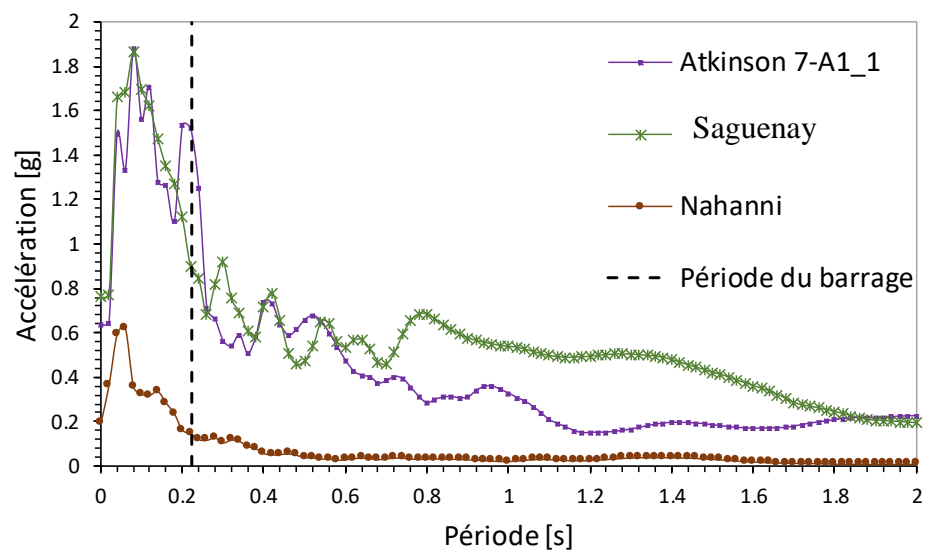


Figure 4.11 : Spectre de réponse pour les séismes de l'Est.

## 4.6 Résultats de l'analyse de performance

Cette section présente les résultats des analyses sismiques linéaires et de l'évaluation de l'endommagement par la méthode de USACE (2003) du barrage Outarde-3. Plusieurs séries d'analyses sismiques linéaires ont été réalisées en augmentant par incrément l'intensité sismique (0.2g à 0.6g pour Ouest; 0.4g à 0.8g pour l'Est). De plus, l'effet de la signature sismique (Ouest vs Est) sur la réponse sismique du barrage a été étudié. Les analyses linéaires sont effectuées afin de déterminer les principales zones où des contraintes de traction significatives apparaissent dans le corps du barrage. L'historique des contraintes principales de traction de la partie supérieure et inférieure du barrage est présenté pour l'ensemble des séismes. À partir de ces informations, l'évaluation du critère d'endommagement (importance de la fissuration) a été obtenue pour le barrage en fonction des différentes sollicitations.

### 4.6.1 Les zones de concentration de contrainte de traction

La Figure 4.12 montre les principales zones où les contraintes de traction se localisent pour les différents séismes de l'Ouest étudiés. Il est possible d'observer que pour les séismes de l'Ouest, les contraintes de traction se concentrent principalement à la base du barrage au pied amont et sur le parement aval au niveau de la crête. Les contraintes principales de traction à la base du barrage sont très importantes pour les séismes de l'Ouest en comparaison de ceux obtenus pour la partie supérieure. En effet, pour l'ensemble des séismes étudiés, il y a une différence variant de 17% à 30% entre les contraintes principales à la base versus la crête. Par conséquent, le niveau de fissuration sismique à la base du barrage risque d'être très important en ce qui concerne les séismes de l'Ouest.

La Figure 4.13 présente les principales zones de contraintes de traction du barrage Outarde-3 pour différents séismes de l'Est. Les principales zones où les contraintes de traction maximales apparaissent sont à la base amont, à la crête amont et à la crête aval. En effet, pour le séisme *Atkinson\_1A* les contraintes de traction maximales se localisent principalement sur la partie amont de la crête et aval de la crête. Cependant, pour les accélérogrammes du *Saguenay* et de *Nahanni*, les contraintes de traction maximales sont concentrées à la base du barrage au pied amont et sur le parement aval au niveau du changement de pente. Pour les séismes de l'Est, les contraintes principales en traction sont plus importantes au niveau de la partie supérieure du barrage. Les

contraintes principales en traction de la partie supérieure peuvent être jusqu'à 30% plus élevées que dans la partie inférieure du barrage. Pour les séismes de l'Est, la fissuration sismique risque d'être plus importante au niveau de la partie supérieure du barrage.

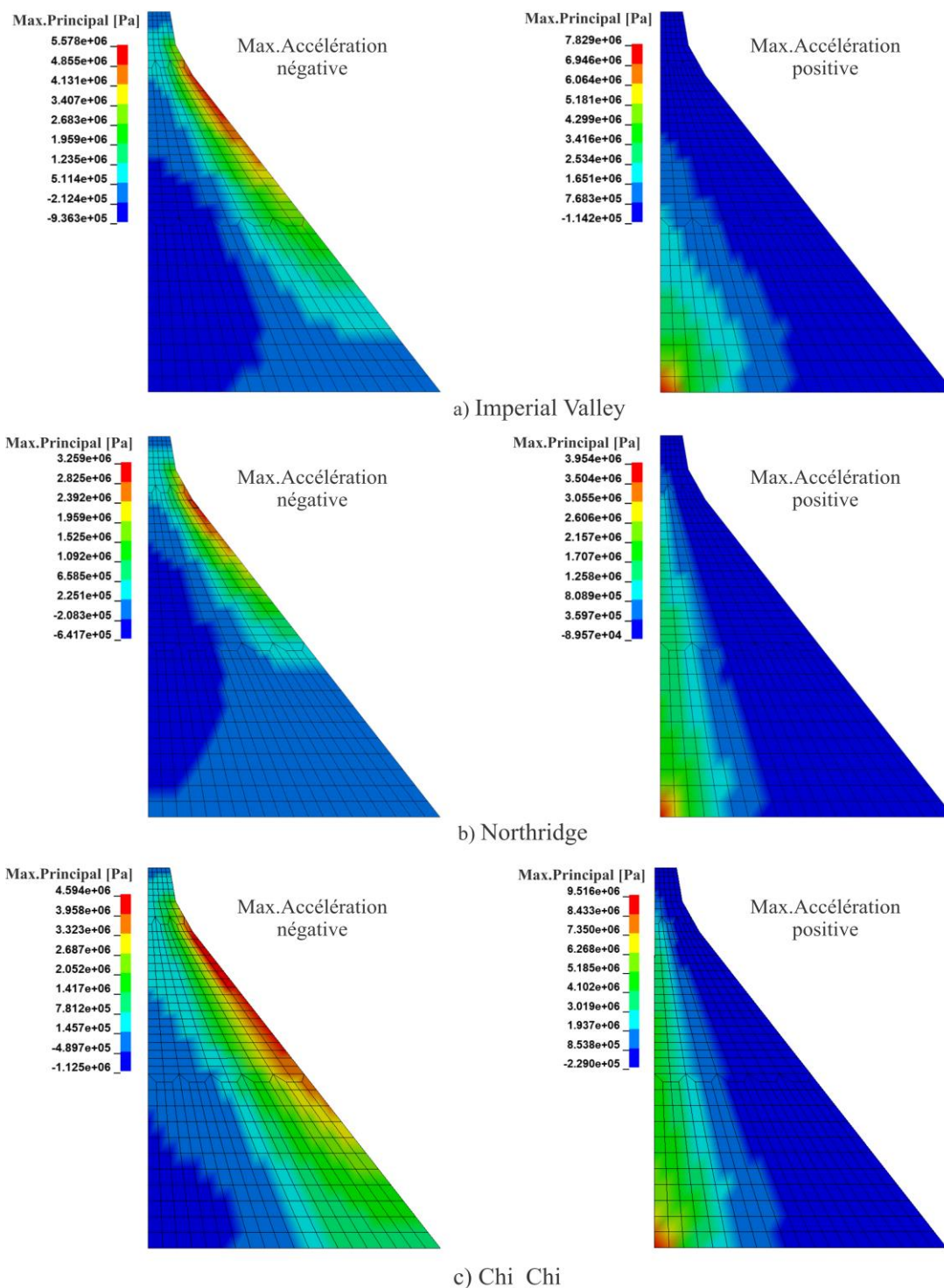


Figure 4.12 : Contour des contraintes de traction pour les séismes de l'Ouest (PGA=0.6g).

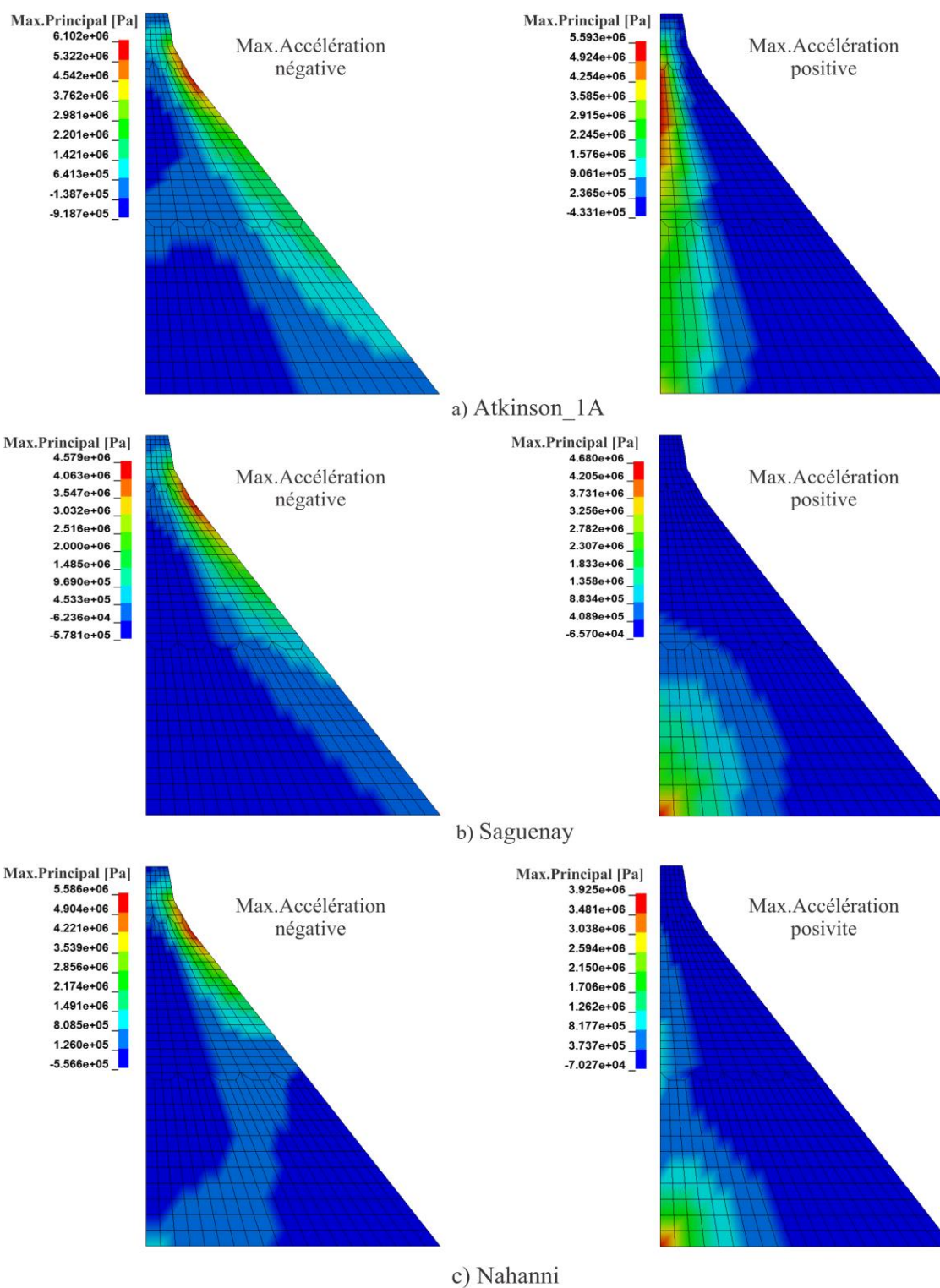


Figure 4.13 : Contour des contraintes de traction pour les séismes de l'Est (PGA=0.6g).

## 4.6.2 Historique des contraintes de traction avec différents DCR

### ▪ Partie supérieure du barrage

La Figure 4.14 illustre les historiques de contraintes de traction mesurée à la crête du barrage pour les différents séismes. La Figure 4.15 présente le nombre d'excursions de la contrainte de traction au-dessus des seuils limite de contrainte permise pour l'ensemble des séismes étudié.

Pour le séisme *Imperial Valley et Northridge*, l'excursion des contraintes de traction au-dessus du DCR (demand-capacity-ratio) =1.0 s'initie lorsque le  $PGA \geq 0.4g$ . En considérant un  $DCR=1.5$ , les cycles de contrainte commencent à dépasser cette limite lorsque le  $PGA \geq 0.6g$ .

Pour le séisme *Chi\_Chi*, la contrainte de traction de la crête ne dépasse jamais les seuils de contrainte permise considérés pour cette étude, peu importe le niveau d'intensité (PGA) considéré sur la plage de 0.4 à 0.8 g.

En ce qui concerne les sollicitations de l'Est, le dépassement des contraintes de traction au-dessus du  $DCR=1.0$  devient important quand le  $PGA \geq 0.4g$ . Cependant, pour ces séismes, en considérant un  $DCR=1.5$  les excursions des contraintes de traction au-dessus de ce DCR s'initient lorsque le  $PGA \geq 0.6g$ . Pour un  $PGA \geq 0.8g$ , le nombre de cycles qui dépassent les seuils de  $DCR=1.0$  et  $DCR=1.5$  devient très important ( $\cong 30$  cycles pour  $DCR=1.0$  et  $\cong 15$  cycles pour  $DCR=1.5$ ) pour les séismes de l'Est.

En résumé, l'excursion des contraintes de traction au-dessus des contraintes maximales permises ( $DCR=1.0$  et  $DCR=1.5$ ) commence lorsque le PGA atteint 0.4g pour les séismes de l'Ouest et 0.6g pour l'Est. De plus, il est important de remarquer que le nombre d'excursions de contrainte au-dessus des seuils limite de contrainte est plus important pour les séismes de l'Est comparé à l'Ouest.

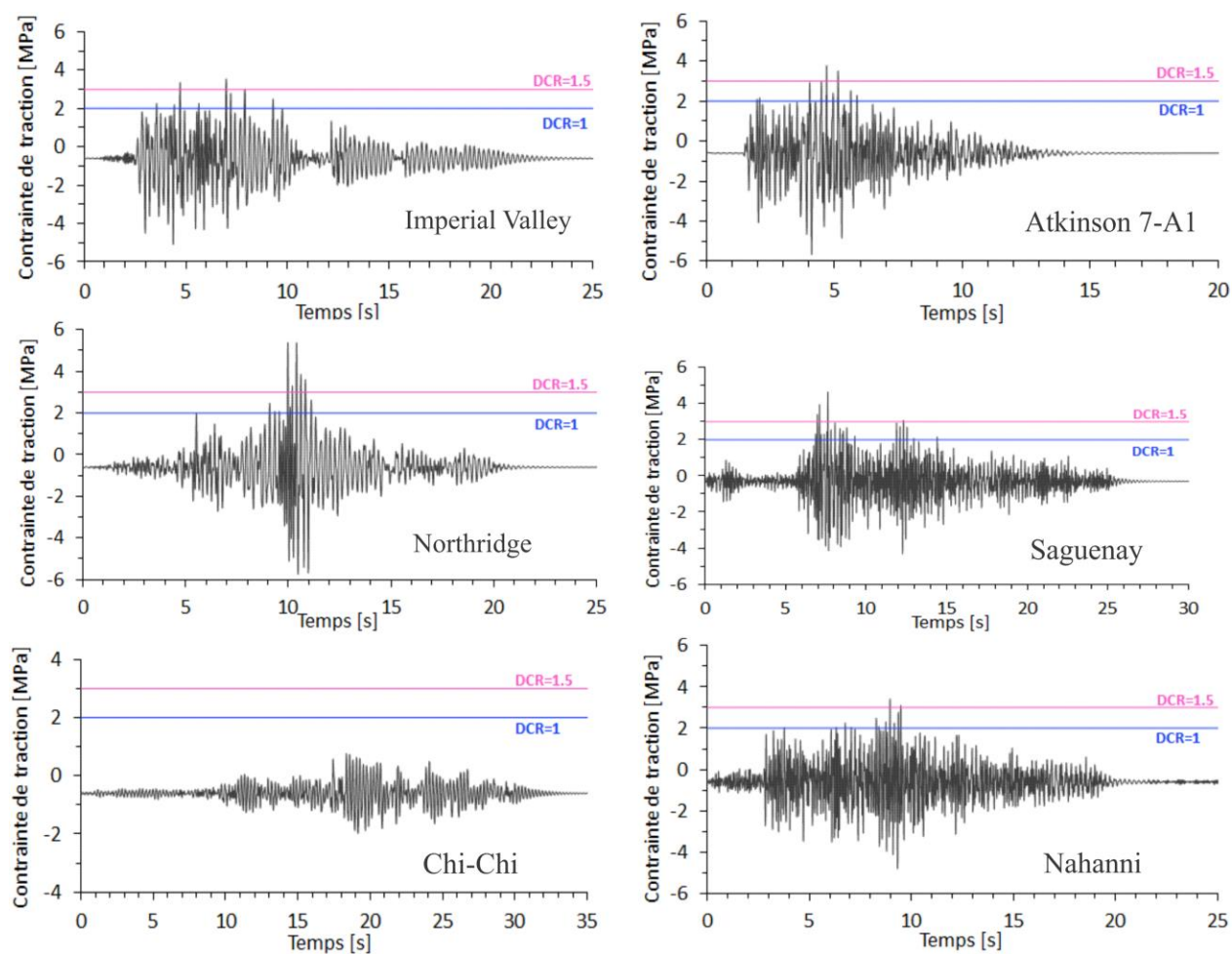


Figure 4.14 : Historique des contraintes de traction à la crête du barrage avec les différents seuils de résistance à la traction considérée (DCR=1.0 et DCR=1.5).



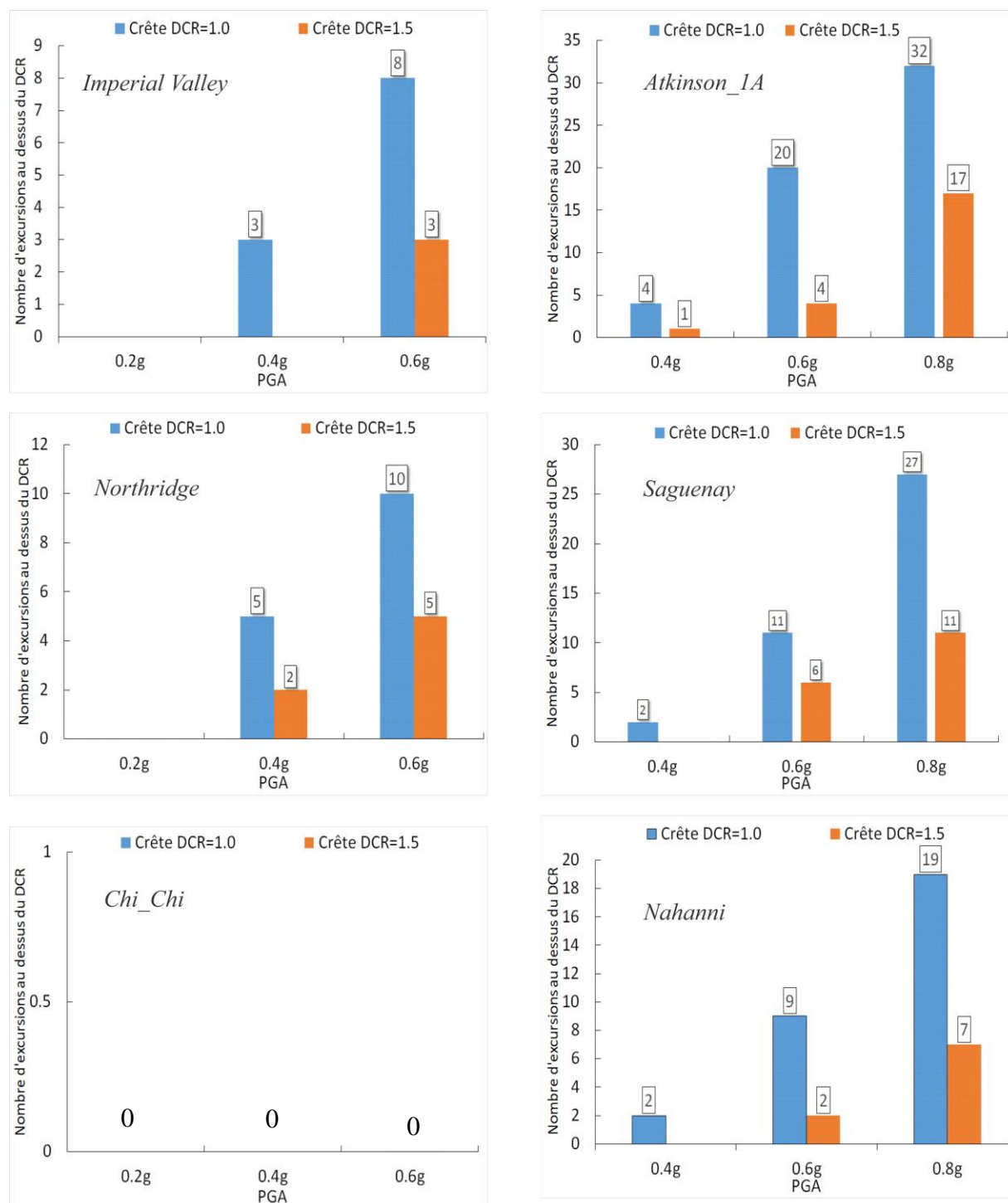


Figure 4.15 : Nombre de cycles d'excursions dépassant les seuils de DCR=1.0 et DCR=1.5 à la crête du barrage pour les différents séismes.



- **À la base du barrage**

La Figure 4.16 illustre les historiques de contraintes de traction mesurées à la base du barrage pour les différents séismes. La Figure 4.17 présente le nombre d'excursions de la contrainte de traction au-dessus des DCR pour l'ensemble des séismes.

Pour le séisme *Imperial Valley* et *Nothridge*, l'excursion des contraintes de traction au-dessus du seuil de  $DCR=1.0$  commence lorsque le  $PGA \geq 0.2g$  ( $\approx 25$  cycles). À l'opposé, pour un  $DCR=1.5$  les dépassements de contrainte au-dessus de ce seuil survient lorsque le  $PGA \geq 0.6g$  ( $\approx 11$  cycles) pour ces séismes.

Pour le séisme *Chi\_Chi*, il est possible d'observer que l'excursion des contraintes de traction au-dessus des seuils de  $DCR=1.0$  et  $DCR=1.5$  devient important lorsque le  $PGA \geq 0.6g$ .

Dans le cas des séismes de l'Est, l'excursion des contraintes de traction au-dessus des valeurs de DCR survient plus tôt comparé à l'Est. En effet, la valeur des contraintes de traction devienne supérieure au contrainte limite permise ( $DCR=1.0$  et  $DCR=1.5$ ) lorsque le  $PGA \geq 0.4g$ .

En bref, il est possible d'observer que le nombre d'excursions de la contrainte en traction au-dessus des DCR est plus important à la base du barrage qu'à la crête. De plus, le nombre d'excursions au-dessus des DCR est généralement similaire pour les séismes de l'Ouest et l'Est.

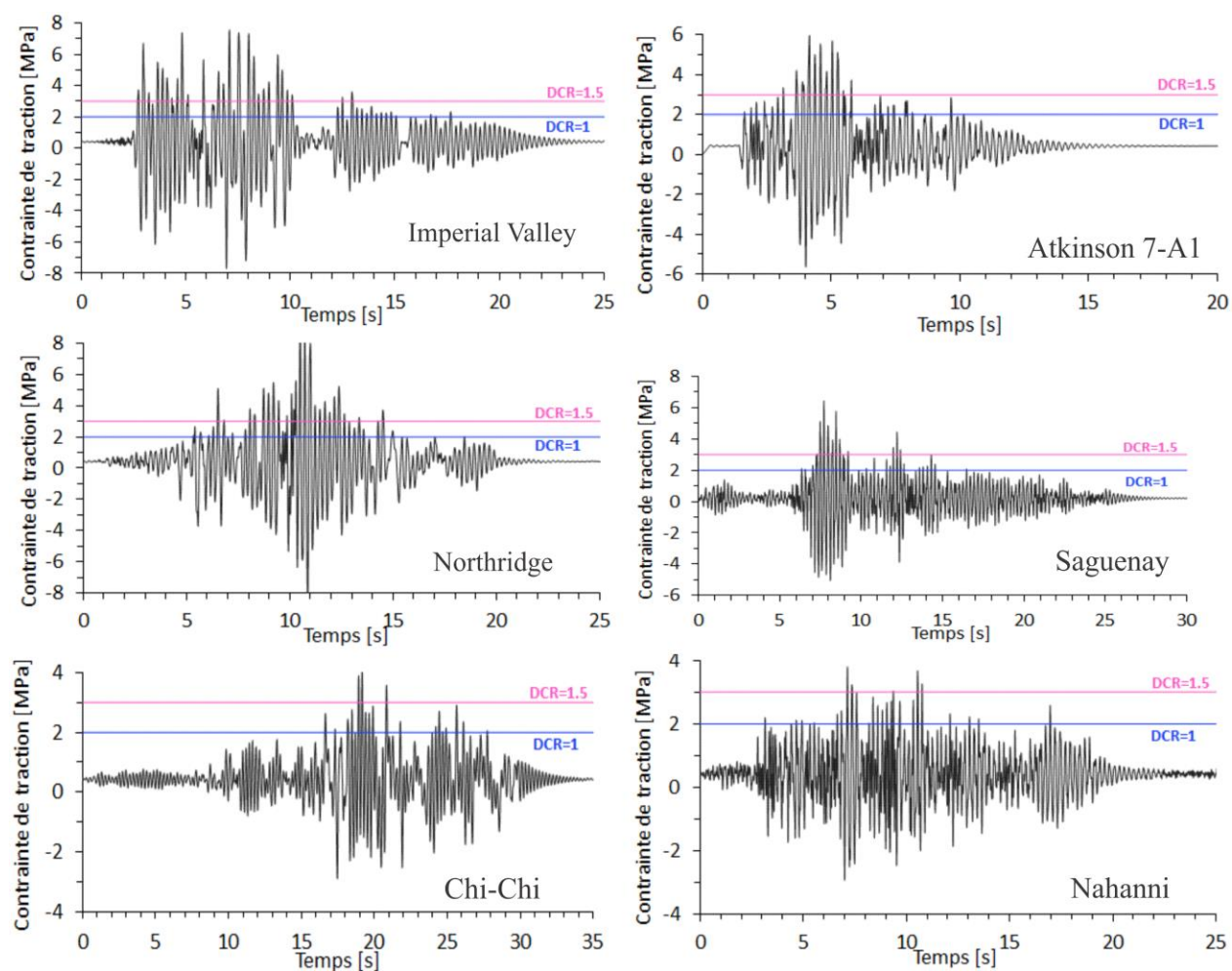


Figure 4.16 : Historique des contraintes de traction à la base amont avec les différents seuils de résistance à la traction considérée (DCR=1.0 et DCR=1.5).

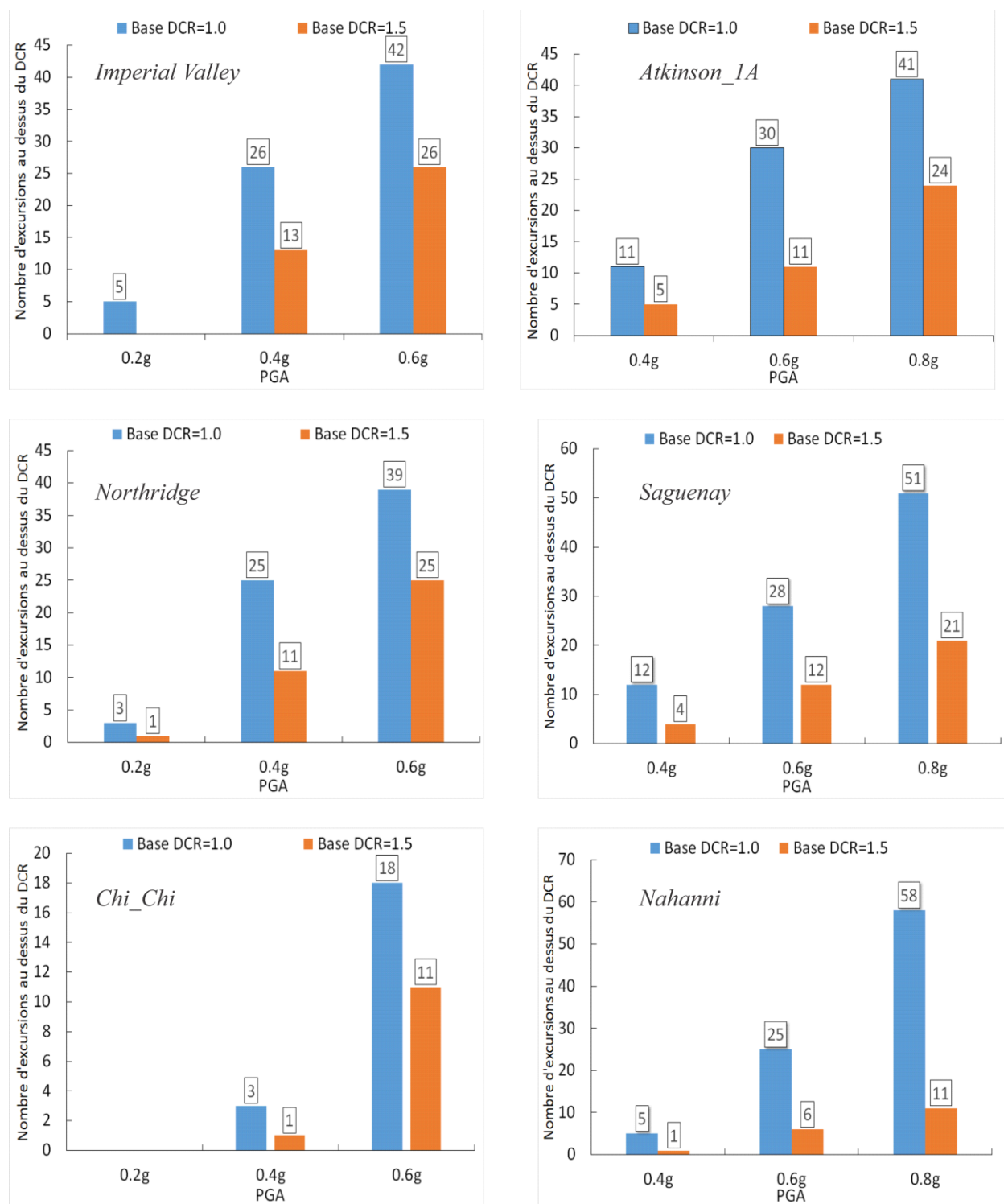


Figure 4.17 : Nombre de cycles d'excursions dépassant les seuils de DCR=1.0 et DCR=1.5 à la base amont du barrage pour les différents séismes.

### 4.6.3 Évaluation de l'endommagement (fissuration)

À partir des résultats présentés dans la section précédente, les courbes d'évaluation de l'endommagement (DCR-CID) du barrage Outarde-3 ont été réalisées en utilisant la méthode proposée par le USACE (2003). La Figure 4.18 présente les courbes de critères d'endommagement du barrage Outarde-3 pour les différents accélérogrammes étudiés.

Pour les séismes *Imperial Valley* et *Northridge* lorsque le  $PGA \leq 0.2g$ , la durée cumulative inélastique (CID) est toujours en dessous du seuil d'acceptabilité (en dessous de courbe rose) pour l'ensemble des DCR. Cependant, lorsque la  $PGA \geq 0.4g$ , la durée inélastique cumulée se retrouvent dans la zone d'endommagement non acceptable (au-dessus de la courbe rose) pour l'ensemble des DCR. En résumé, selon la méthode de USACE (2003), une analyse linéaire est jugée suffisante lorsque le  $PGA \leq 0.2g$  pour les séismes *Imperial Valley* et *Northridge*. Cependant, lorsque le  $PGA \geq 0.4g$  cette méthode recommande d'utiliser une analyse non linéaire.

Pour le séisme *Chi\_Chi*, lorsque la  $PGA \geq 0.4g$ , la durée inélastique cumulative est en dessous du seuil d'endommagement acceptable pour toutes les valeurs de DCR. Cependant, pour un  $PGA$  égal à  $0.6g$ , la durée inélastique cumulative est en dessous du seuil d'endommagement acceptable (faible) lorsque le  $DCR \geq 1.5$ . Donc, lorsque le  $PGA \geq 0.4g$ , une analyse linéaire est jugée suffisante pour le séisme de *Chi\_Chi*. Pour un  $DCR=1.5$ , l'utilisation de l'analyse non linéaire devient nécessaire lorsque le  $PGA \geq 0.8g$ .

Pour le séisme *Atkinson* et *Saguenay*, la durée inélastique cumulée est en dessous du seuil d'endommagement acceptable lorsque le  $PGA \leq 0.4g$  avec un  $DCR \geq 1$ . Cependant, pour un  $PGA \geq 0.6g$  la durée inélastique cumulée est dans la zone d'endommagement non acceptable (élevée) pour l'ensemble des DCR considérés. En bref, pour ces séismes une analyse non linéaire est nécessaire lorsque le  $PGA \geq 0.6g$ .

Concernant le séisme *Nahanni*, la durée inélastique cumulée dépasse le seuil du niveau d'endommagement acceptable lorsque le  $PGA \leq 0.4g$  pour un  $DCR \geq 1.0$ . Dans le cas où le  $PGA$  égal à  $0.6g$ , la durée inélastique cumulée est dans la zone à endommagement non acceptable si le  $DCR=1.0$  par contre si le  $DCR=1.5$  la durée inélastique tombe dans la zone à endommagement faible. Pour un  $DCR=1.0$ , l'analyse non linéaire est conseiller lorsque  $PGA \geq 0.4g$  pour ce séisme. À l'opposé, avec un  $DCR=1.5$ , l'analyse non linéaire est recommandée lorsque le  $PGA \geq 0.8g$ .

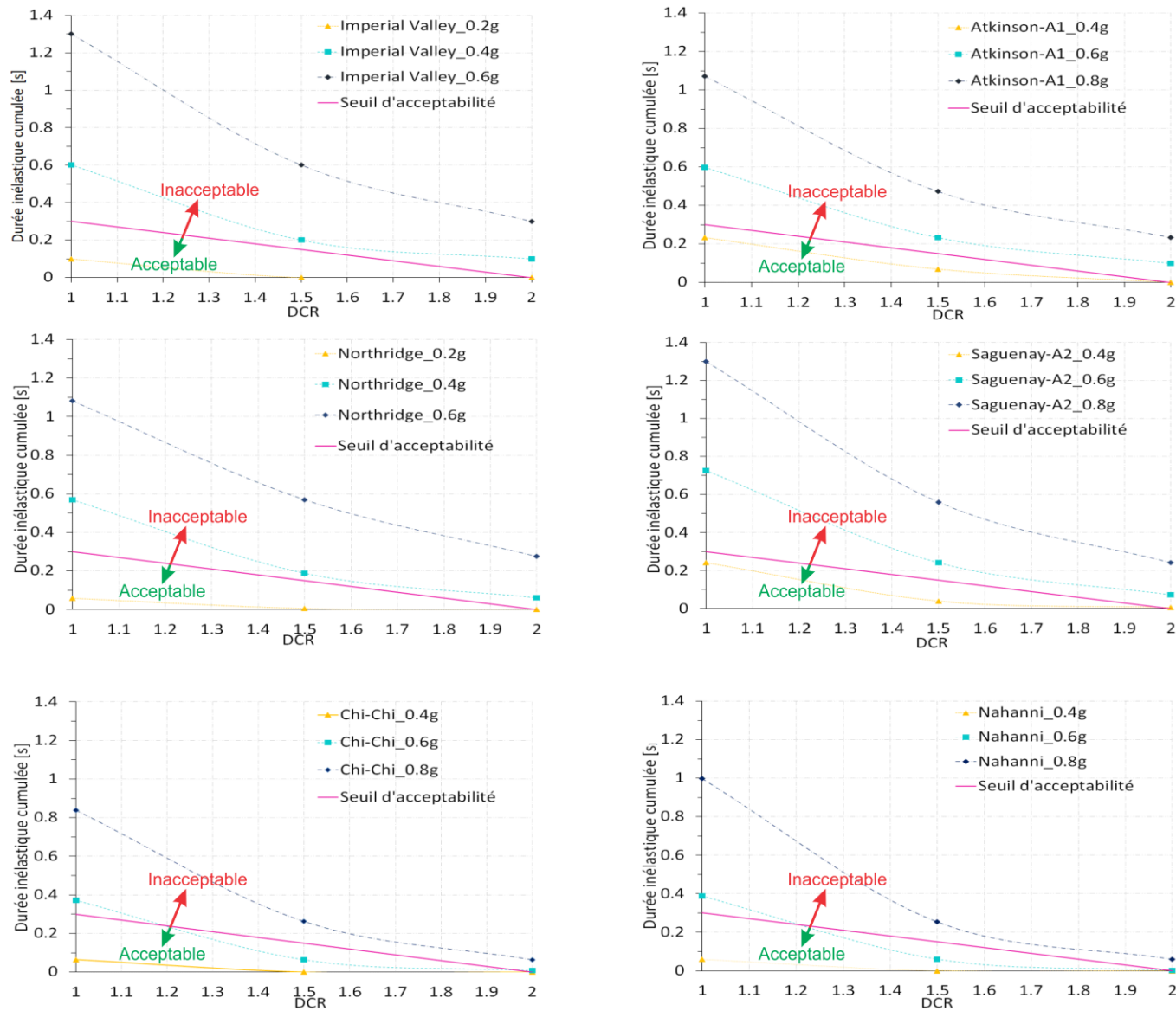


Figure 4.18 : Courbe de DCR versus durée inélastique cumulative pour différents niveaux d'intensité sismique (PGA) étudié

À partir de l'étude des courbes présentées à la Figure 4.18, il est possible de conclure que d'après la méthode d'évaluation de la sécurité des barrages proposée par USACE (2003), une analyse non linéaire est nécessaire pour les séismes de l'Ouest lorsque le  $PGA \geq 0.4g$ . Cependant, pour les séismes de l'Est, une analyse non linéaire est nécessaire dans le cas où le  $PGA \geq 0.6g$ .

## 4.7 Conclusion

Cette étude sur l'approche des modes de défaillance dans l'évaluation de sécurité des barrages a conduit aux conclusions suivantes :

- L'approche des modes de défaillance proposés par USACE (2003) fournit une méthodologie systématique pour l'évaluation de la performance et du niveau d'endommagement probable du barrage.
- Le niveau d'endommagement probable est évalué à l'aide du ratio demande/capacité (DCR) ainsi que la durée cumulative des excursions (DIC) des contraintes au-dessus des divers ratios de résistance à la traction du béton. Par conséquent, cette méthode proposée par USACE (2003), élimine les lacunes de la procédure d'évaluation de la sécurité des barrages qui reposent principalement sur la vérification des contraintes maximales de traction à partir d'analyses élastiques.
- Le seuil d'endommagement sur la base des analyses linéaires élastiques est défini et la nécessité d'effectuer des analyses non linéaires est déterminée pour chaque séisme.
- Les résultats des analyses sismiques linéaires menés sur le barrage Outarde-3 ont permis de constater que les contraintes de traction maximale sont principalement concentrées à la base du barrage au pied amont et dans la partie supérieure du barrage pour l'ensemble des accélérogrammes étudiés. Pour les séismes de l'Ouest, la magnitude des contraintes de traction est plus importante à la base du barrage au pied amont. Cependant, pour les accélérogrammes de l'Est la magnitude des contraintes de traction est plus élevée au niveau de la crête.
- Pour les séismes de l'Ouest, le niveau d'endommagement probable est faible lorsque le  $PGA \leq 0.2g$  en considérant une résistance à la traction statique ou dynamique ( $DCR \geq 1.0$ ). Cependant, lorsque le  $PGA \geq 0.4g$  le niveau d'endommagement probable devient important même en considérant la résistance dynamique en traction du béton ( $DCR=1.5$ ).
- Pour les séismes de l'Est, le niveau d'endommagement probable est faible lorsque le  $PGA \leq 0.4g$  en prend une résistance à la traction statique ou dynamique ( $DCR \geq 1.0$ ). À l'opposé, dans le cas où le  $PGA \geq 0.6g$ , le niveau d'endommagement probable est considéré comme élevé pour l'ensemble des ratios de résistance à la traction considérés ( $DCR \geq 1.0$ ).

- En bref, d'après la méthode d'évaluation de la sécurité des barrages proposée par USACE, une analyse non linéaire est nécessaire pour les séismes de l'Ouest lorsque le  $PGA \geq 0.4g$ . Pour les séismes de l'Est une analyse non linéaire est nécessaire dans le cas où le  $PGA \geq 0.6g$ .
- Les analyses non linéaires qui seront réalisées dans le chapitre 5 permettront de valider les résultats obtenus par cette méthode.



## **CHAPITRE 5 ANALYSE SISMIQUE NON LINÉAIRE EN TENANT COMPTE DU TAUX DE DÉFORMATION**

### **5.1 Introduction**

Le comportement en service d'un barrage peut être affecté par des phénomènes naturels tels que des inondations, un éboulement, un tremblement de terre, la détérioration de la fondation et des matériaux de construction. Dans cette section seuls les modes de défaillance due à un tremblement de terre sont considérés. L'étude du comportement de plusieurs types de barrage en béton montre que certains types de défaillance sont plus susceptibles de subvenir en cas de tremblement de terre. Pour les barrages-poids, trois principaux modes de défaillance sont possibles : la fissuration du barrage, un glissement le long des surfaces fissurées ou des plans de faiblesse de la fondation et un glissement accompagné de rotation dans la direction aval. Les barrages-poids peuvent présenter une ou plusieurs zones de défaillance qui ont été trop sollicitées où leur résistance au glissement et/ou à la rotation a été dépassée. Plusieurs études ont montré que sous l'action d'une secousse sismique les barrages-poids présentent des fissures en traction au niveau de la base et/ou sur la partie supérieure au niveau du changement de pente le long du parement aval. Les fissures sur la partie supérieure s'initient à partir de l'amont ou de l'aval du barrage et se propagent horizontalement ou en angle vers la face opposée. La propagation de la fissuration à travers la section du barrage peut entraîner une instabilité au niveau du glissement ou de la rotation du bloc. Le comportement sismique du barrage Koyna (Figure 5.1) lors du séisme de Koyna en 1967, en Inde, est un exemple très représentatif. En effet, le séisme de Koyna a induit des fissures horizontales sur les deux parois supérieures au niveau du changement de pente. Cependant, le barrage ne s'est pas rompu et il n'y a pas eu de déversement du réservoir. Le comportement du barrage Koyna a montré la vulnérabilité sismique des barrages et les risques associés au séisme.

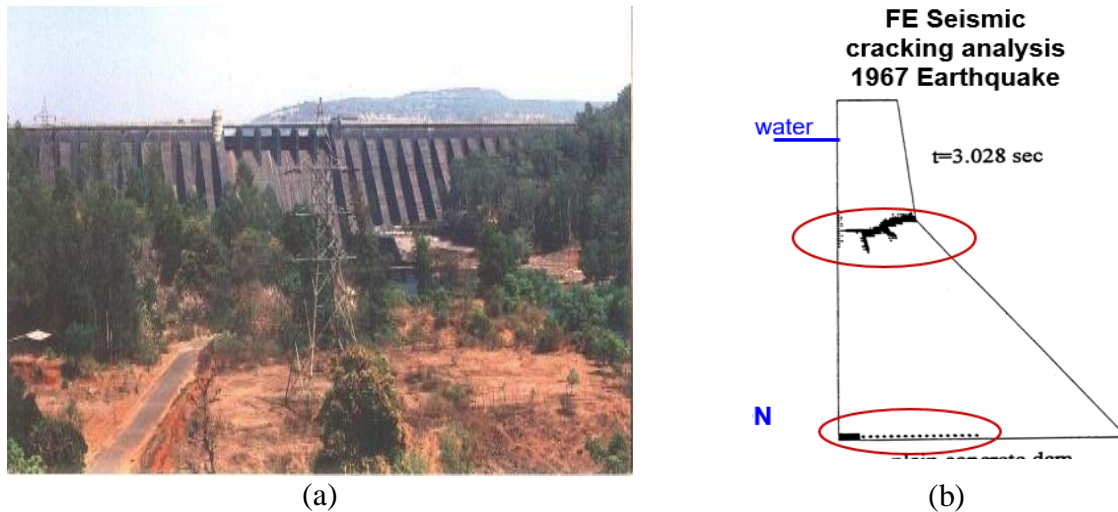


Figure 5.1 : (a) Barrage-poids Koyna (Inde) et (b) Fissuration sismique du barrage-poids Koyna lors du séisme en 1967 (Léger 2016).

Plusieurs barrages existants ont été conçus avec des méthodes d'analyse ancienne et une conception parasismique inadéquate compte tenu des connaissances actuelles. Par conséquent, les barrages existants doivent être réévalués pour assurer la sécurité de l'ouvrage lors d'un séisme. Dans l'évaluation de la sécurité des ouvrages, la résistance à la traction du béton joue un rôle important pour contrôler la fissuration. Cependant, le critère de performance qui concerne la résistance à la traction présente toujours une problématique au niveau des guides de conception de barrages. La résistance à la traction du béton sous les charges de services « statiques » est bien documentée dans la littérature. À l'opposé, la résistance dynamique en traction du béton représente à l'heure actuelle une problématique pour les ingénieurs de barrage. En effet, cette propriété mécanique du béton fait toujours l'objet de nombreuses recherches et certains résultats expérimentaux ne s'entendent pas sur l'augmentation de la résistance à la traction en fonction du taux de chargement. Dans le même ordre d'idées, il n'y a pas de consensus au niveau des guides de barrages pour la valeur de la résistance dynamique en traction.

Actuellement, pour l'évaluation sismique des barrages en béton la résistance dynamique en traction est prise en compte lors des analyses. Pour prendre en compte la sensibilité du béton au taux de déformation rapide « séisme », les guides de barrage proposent des facteurs d'amplification dynamique « DIF » pour les différentes propriétés mécaniques du béton. Par exemple le guide U.S. Bureau of Reclamations (USBR) 2013 propose une augmentation systématique de 50% ( $DIF = 1.5$ ) de la résistance à la traction lors des analyses sismiques afin de prendre en compte l'effet du

taux de déformation. Cette approche proposée par les guides pour prendre en compte l'effet du taux de déformation n'est pas généralisable, car elle est basée sur des hypothèses simplificatrices. En effet, lors d'un tremblement de terre la résistance dynamique en traction n'est pas constante, celle-ci risque de varier en fonction du taux de déformation appliqué. De plus, lors d'un séisme le taux de déformation varie dans le temps et sur la hauteur du barrage. Ceci résulte en une distribution non uniforme de la résistance dynamique en traction du béton. De ce fait, considérer une résistance dynamique constante lors des analyses sismiques est une hypothèse qui ne représente pas le comportement réel du barrage.

Pour prendre en compte le DIF sur le comportement sismique des barrages, les résultats des essais dynamiques menés sur le béton de barrage présentés dans la littérature et un modèle constitutif de béton prenant en compte l'effet du taux de déformation sont nécessaires. L'objectif général de ce chapitre est d'effectuer des analyses sismiques non linéaires en tenant compte du taux de déformation afin de modéliser l'initiation et la propagation de la fissuration d'un barrage sous l'effet d'un séisme. Les résultats sont comparés avec la méthode d'analyse qui utilise un  $DIF=1.5$  proposé par les guides de barrage.

## 5.2 Méthodologie utilisée

Dans le cadre de ce projet, l'étude de la résistance dynamique du barrage-poids Outarde-3 est réalisée en effectuant des séries d'analyses dynamiques temporelles non linéaires en augmentant par incrément l'intensité sismique décrite par le « PGA ». Pour cette étude, trois historiques d'accélérogrammes différents provenant de l'Ouest et de l'Est de l'Amérique sont utilisés. Les différents hypothèses et paramètres de modélisation du système étudié sont détaillés au chapitre 4.

Le matériau "CSCM" (Continuous Surface Cap Model) implanté dans le logiciel LS-Dyna est utilisé pour modéliser le comportement non linéaire du béton. Ce matériau a la particularité de pouvoir prendre en compte l'effet du taux de déformation dans sa formulation. Pour cette étude, différentes propriétés de béton ont été considérées lors des analyses. En effet, trois matériaux de barrage avec les propriétés mécaniques suivantes ont été utilisées: (i) statique, (ii) dynamique en considérant l'effet transitoire du taux de déformation et (iii) dynamique avec effet constant du taux de déformation ( $DIF=1.5$ ). Les propriétés mécaniques des différents matériaux de béton sont présentées au Tableau 5.1. Pour le matériau béton "statique", la résistance à la traction est de 2 MPa

et l'énergie de fissuration est égale à 290 N/m. Pour béton "dynamique" avec l'effet transitoire du taux de déformation, il est possible d'observer que sa résistance à la traction est égale à 2 MPa multipliés par un facteur d'amplification dynamique (DIF ( $d\varepsilon/dt$ )) qui est fonction du taux de déformation appliquée sur le matériau. Cette relation entre le taux de déformation et la résistance dynamique en traction est présentée à l'équation 20.

$$f_{t\ dyn}(\text{MPa}) = 2 \cdot \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{10^{-5}} \right)^{0.081} \quad (20)$$

Où  $\dot{\varepsilon}$  représente le taux de déformation en traction de l'élément.

De même que pour l'énergie de fissuration celle-ci est égale à 290 N/m multipliés par un DIF qui varie avec le taux de déformation et cette relation est présentée à l'équation 21.

$$G_{f\ dyn}(\text{N/m}) = 290 \cdot \left( \frac{\dot{\varepsilon}}{10^{-5}} \right)^{0.048} \quad (21)$$

Pour finir, le béton dynamique avec la prise en compte de l'effet constant du taux de déformation un facteur d'amplification dynamique de 1.5 est utilisé pour la résistance à la traction et 1.25 pour l'énergie de fissuration. Pour cette étude une attention particulière est portée sur la résistance à la traction et l'énergie de fissuration, car ce sont les deux paramètres qui contrôlent la fissuration du béton lors d'un séisme.

Avant d'amorcer les études sur la fissuration sismique des barrages-poids, une série d'analyses préliminaires a été effectuée. L'objectif de ces analyses est de déterminer l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique en traction du barrage-poids pour différents séismes (Ouest vs Est). Pour cela, le matériau béton dynamique avec l'effet transitoire du taux de déformation a été utilisé pour l'ensemble des accélérogrammes. Pour chaque accélérogramme, résistance à la traction et le taux de déformation sont déterminées à la base du barrage côté amont et à la crête (amont et aval) pour différents niveaux d'intensité sismiques (PGA). La contrainte de traction maximale est calculée à ces endroits parce que les analyses linéaires temporelles ont démontré que les contraintes de traction sont principalement concentrées à la base du barrage au pied amont et sur le parement aval au niveau du changement de pente. Les résistances en traction obtenues avec le matériau de béton dynamique avec l'effet transitoire du taux de chargement sont comparées avec les valeurs proposées dans les guides de barrage.

Les déplacements et accélérations de la partie supérieure du barrage qui présentent une fissuration complète sont présentés afin d’avoir une idée du potentiel de glissement avec et sans effet du taux de déformation sur la résistance à la traction du béton.

Pour finir, une étude à l’échelle du matériau sur l’effet des contraintes initiales en traction sur la résistance dynamique en traction du béton est réalisée. Pour cela, une approche simplifiée basée sur des résultats expérimentaux est développée. L’objectif de cette approche est de remédier au fait que le matériau utilisé pour cette étude (MAT\_CSCM) n’est pas capable de modéliser le pré-endommagement (microfissuration) dû aux contraintes initiales. Différents historiques de sollicitations dynamiques provenant d’un ouvrage existant sont appliqués sur un volume représentatif de béton en considérant ou non l’effet transitoire du taux de déformation en traction. Les résultats obtenus sont comparés avec une méthode basée sur la comparaison de la contrainte linéaire maximale avec la résistance dynamique du béton utilisant un DIF constant (DIF = 1.5).

Tableau 5.1 : Propriétés mécaniques des différents modèles de béton.

| Propriétés                        | Unité             | Béton non-linéaire (CSCM) |   |  |
|-----------------------------------|-------------------|---------------------------|---|--|
|                                   |                   | Statique                  | Dynamique avec $\dot{\epsilon}$ transitoire                     | Dynamique avec $\dot{\epsilon}$ . Constant |
| Densité $\rho$                    | kg/m <sup>3</sup> | 2400                      | 2400  | 2400                                       |
| Module élastique $E$              | GPa               | 32                        | 32  | 32   |
| Coefficient de Poisson $\nu$      | -                 | 0.15                      | 0.15  | 0.15                                       |
| Résistance à la traction $f_t$    | MPa               | 2                         | $2 \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-5}}\right)^{0.081}$   | $2 \cdot \mathbf{1.5}^1$                   |
| Résistance à la compression $f_c$ | MPa               | 30                        | 30  | 30   |
| Énergie de fissuration $G_f$      | N/m               | 290                       | $290 \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-5}}\right)^{0.048}$ | $290 \cdot \mathbf{1.25}^2$                |

1 Valeur recommandée par le USBR.

2 La valeur de DIF=1.5 est utilisée afin de majorer l’énergie fissuration des modèles dynamiques.

### 5.3 Évaluation de la résistance dynamique du béton (DIF)

Cette section présente les résultats de l'étude de la résistance dynamique en traction en modélisant l'effet transitoire du taux de déformation. Ces analyses ont permis d'obtenir les facteurs d'amplification dynamique (DIF) en traction de différents accélérogrammes. Ces résultats sont par la suite comparés avec les valeurs proposées dans les guides de barrage dans le but d'effectuer des recommandations sur le facteur d'amplification dynamique à utiliser lors des évaluations sismiques des barrages.

#### 5.3.1 Séisme de l'Ouest : À la base amont du barrage

Cette section dévoile les facteurs d'amplification dynamique mesurée à la base amont du barrage pour les séismes de l'Ouest en considérant plusieurs niveaux d'intensité sismiques (PGA). La résistance dynamique en traction est quantifiée comme étant la contrainte de traction maximale ayant causé la fissuration de la base du barrage. Le Tableau 5.2 présente un sommaire des résistances dynamiques en traction ( $f_{t\ dyn}$ ) et les facteurs d'amplification dynamique (DIF) mesurée à la base amont du barrage pour les séismes de l'Ouest. Pour le séisme de Northridge et Chi\_Chi, une augmentation moyenne de 44% (DIF = 1.44) de la résistance statique en traction (2 MPa) a été obtenue. De plus, pour ces séismes le taux de déformation moyen à la fissuration est de  $1.0 \cdot 10^{-1} s^{-1}$  à la base amont du barrage. En ce qui concerne le séisme de Imperial Valley, un facteur d'amplification dynamique moyen de 1.47 a été observé sur l'ensemble des PGA considérés. Le taux de déformation moyen à la fissuration correspond à cet accélérogrammes est de  $1.1 \cdot 10^{-1} s^{-1}$

Dans l'ensemble, pour les séismes de l'Ouest la résistance en traction à la base amont du barrage obtenue en tenant compte de l'effet du taux de déformation avec le matériau CSCM est 1.44 fois plus élevée que la résistance statique en traction (2 MPa). Le taux de déformation à la rupture moyen est  $1.1 \cdot 10^{-1} s^{-1}$  à la base amont du barrage pour les séismes de l'Ouest.

Tableau 5.2 : DIF à la base pour les séismes de l'Ouest ( $f_t$  statique = 2 MPa).

|                        | PGA | $f_{t\ dyn}$ | DIF  | $\overline{DIF}$ | $\dot{\epsilon}_{fissure}$ | $\bar{\epsilon}_{fissure}$ |
|------------------------|-----|--------------|------|------------------|----------------------------|----------------------------|
| <b>Northridge</b>      | 0.2 | 2.85         | 1.43 | <b>1.44</b>      | $8 \cdot 10^{-4}$          | $1 \cdot 10^{-3}$          |
|                        | 0.4 | 2.80         | 1.40 |                  | $6 \cdot 10^{-4}$          |                            |
|                        | 0.6 | 3.00         | 1.50 |                  | $1.5 \cdot 10^{-3}$        |                            |
| <b>Imperial Valley</b> | 0.2 | 2.91         | 1.46 | <b>1.47</b>      | $1 \cdot 10^{-3}$          | $1.1 \cdot 10^{-3}$        |
|                        | 0.4 | 2.91         | 1.46 |                  | $1 \cdot 10^{-3}$          |                            |
|                        | 0.6 | 2.98         | 1.49 |                  | $1.4 \cdot 10^{-3}$        |                            |
| <b>Chi_Chi</b>         | 0.4 | 2.70         | 1.35 | <b>1.44</b>      | $4 \cdot 10^{-4}$          | $1.1 \cdot 10^{-3}$        |
|                        | 0.6 | 3.10         | 1.55 |                  | $2.2 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                        | 0.8 | 2.80         | 1.40 |                  | $6 \cdot 10^{-4}$          |                            |
|                        | 1   | 2.90         | 1.45 |                  | $1 \cdot 10^{-3}$          |                            |

### 5.3.2 Séisme de l'Ouest : Partie supérieure (crête) du barrage

Dans cette section, les DIF mesurés à la crête du barrage pour les sollicitations de l'Ouest sont présentées. Le Tableau 5.3 présente un récapitulatif des résistances dynamiques en traction ( $f_{t\ dyn}$ ) et les facteurs d'amplification dynamiques (DIF) calculés au niveau du changement de pente de la partie supérieure. Pour le séisme de *Northridge* des DIF de 1.50 et de 1.63 sont obtenus pour des PGA respectifs de 0.4g et 0.6g. Pour ce séisme, une augmentation moyenne de 56% (DIF = 1.56) de la résistance à la traction est obtenue pour l'ensemble des intensités sismiques considérées. En ce qui concerne *Imperial Valley* des ratios entre la résistance dynamique/statique en traction de 1.40 et de 1.62 sont mesurés à la partie supérieure du barrage pour des PGA respectifs de 0.4g et 0.6g. Un facteur d'amplification dynamique en traction moyen de 1.51 est obtenu au niveau de la crête pour le séisme Imperial Valley. Le séisme *Chi\_Chi* présente des facteurs d'amplification dynamiques (DIF) variant de 1.48 à 1.60 pour des intensités sismiques (PGA) allant de 0.6g à 1.0g. Pour ce séisme, un facteur d'amplification dynamique moyenne 1.54 est mesuré pour l'ensemble des PGA considérés.

En général, le DIF au niveau de la partie supérieure du barrage pour les séismes de l'Ouest est de 1.50. De plus, il est possible d'observer que l'augmentation de l'intensité sismique n'influence pas beaucoup la résistance dynamique en traction mesurée lors des analyses.

Tableau 5.3 : DIF à la crête pour les séismes de l'Ouest ( $f_t$  statique = 2MPa).

|                        | PGA | $f_{t\ dyn}$ | DIF  | $\overline{DIF}$ | $\dot{\epsilon}_{rupture}$ | $\bar{\epsilon}_{rupture}$ |
|------------------------|-----|--------------|------|------------------|----------------------------|----------------------------|
| <b>Northridge</b>      | 0.2 | -            | -    | <b>1.56</b>      | -                          | $3.0 \cdot 10^{-3}$        |
|                        | 0.4 | 3.00         | 1.50 |                  | $1.5 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                        | 0.6 | 3.25         | 1.63 |                  | $4.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
| <b>Imperial Valley</b> | 0.2 | -            | -    | <b>1.51</b>      | -                          | $2.0 \cdot 10^{-3}$        |
|                        | 0.4 | 2.80         | 1.40 |                  | $1 \cdot 10^{-3}$          |                            |
|                        | 0.6 | 3.23         | 1.62 |                  | $4.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
| <b>Chi_Chi</b>         | 0.4 | -            | -    | <b>1.54</b>      | -                          | $2.0 \cdot 10^{-3}$        |
|                        | 0.6 | 2.95         | 1.48 |                  | $1.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                        | 0.8 | 3.10         | 1.55 |                  | $2.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                        | 1   | 3.2          | 1.60 |                  | $3.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |

### 5.3.3 Séisme de l'Est : À la base amont du barrage

Le Tableau 5.4 présente les résistances dynamiques en traction et les (DIF) à la base amont du barrage pour les séismes de l'Est en fonction de l'intensité sismique considérée. Pour l'accélérogrammes synthétique *Atkinson\_1A* le DIF moyen à la base amont est 1.60. Le DIF minimal et maximal est de 1.48 et 1.70 pour des PGA respectifs de 0.4g et 0.8g. La résistance dynamique en traction à la base amont du barrage calculée pour le séisme *Saguenay* est plus faible que ceux des deux autres accélérogrammes. En effet, le DIF évalué est de 1.43. Les facteurs d'amplifications dynamiques (DIF) obtenus avec l'accélérogrammes de *Nahanni* sont assez similaires au séisme de *Atkinson\_1A*.

Pour l'ensemble des séismes de l'Est, le DIF à la base amont du barrage tourne autour de 1.5. De plus, pour les séismes de l'Est, le DIF à la base amont du barrage devient plus important avec l'augmentation du PGA. En effet, pour l'ensemble de ces séismes lorsque le PGA=0.4g, le DIF moyen est de 1.35. Cependant pour un PGA=1.0g le DIF moyen devient égal à 1.70.



Tableau 5.4 : DIF à la base pour les séismes de l'Est ( $f_t$  statique = 2 MPa).

|                    | PGA | $f_{t\ dyn}$ | DIF  | $\overline{DIF}$ | $\dot{\epsilon}_{rupture}$ | $\bar{\epsilon}_{rupture}$ |
|--------------------|-----|--------------|------|------------------|----------------------------|----------------------------|
| <b>Atkinson_1A</b> | 0.4 | 2.95         | 1.48 | <b>1.60</b>      | $1.2 \cdot 10^{-3}$        | $3.7 \cdot 10^{-3}$        |
|                    | 0.6 | 3.01         | 1.51 |                  | $1.6 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                    | 0.8 | 3.4          | 1.70 |                  | $7.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                    | 1.0 | 3.3          | 1.65 |                  | $5.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
| <b>Saguenay</b>    | 0.4 | 2.65         | 1.33 | <b>1.43</b>      | $3.2 \cdot 10^{-4}$        | $9.4 \cdot 10^{-4}$        |
|                    | 0.6 | 2.90         | 1.45 |                  | $9.8 \cdot 10^{-4}$        |                            |
|                    | 0.8 | 3.00         | 1.50 |                  | $1.5 \cdot 10^{-3}$        |                            |
| <b>Nahanni</b>     | 0.4 | 2.68         | 1.34 | <b>1.53</b>      | $3.7 \cdot 10^{-4}$        | $1.4 \cdot 10^{-3}$        |
|                    | 0.6 | 3.00         | 1.50 |                  | $1.5 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                    | 0.8 | 3.12         | 1.56 |                  | $2.4 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|                    | 1   | 3.4          | 1.70 |                  | $7.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |

### 5.3.4 Séisme de l'Est : Partie supérieure (crête) du barrage

Le Tableau 5.5 résume les valeurs de résistance dynamique et de DIF à la partie supérieure du barrage pour les séismes de l'Est. Pour le séisme *Atkinson\_1A*, le DIF moyen est de 1.85 à la partie supérieure du barrage. De plus, pour ce séisme le DIF varie de 1.33 à 2.40 pour une plage de PGA de 0.4g à 1.0g. Les résistances dynamiques en traction obtenue avec les séismes *Saguenay* et *Nahanni* sont plus faibles que le séisme *Atkinson\_1A*. En effet, pour les séismes de *Saguenay* et *Nahanni* le DIF moyen est de 1.73. De plus, pour ces deux séismes le DIF varie entre 1.45 à 2.00 pour des PGA de 0.4g à 1.0g.

En général, pour les séismes de l'Est, le DIF tourne autour de 1.80. Il est possible d'observer que pour les séismes de l'Est, le DIF est beaucoup plus important à la partie supérieure qu'à la base amont du barrage. En effet, une différence de 30% est observée entre le DIF à la partie supérieure et à la base du barrage. De plus, au niveau de la partie supérieure l'augmentation de l'intensité sismique (PGA) a beaucoup d'influence sur l'augmentation de la résistance dynamique en traction et du taux de déformation. Pour certains cas, le DIF peut atteindre des valeurs très élevées (jusqu'à 2.40).

Tableau 5.5 : DIF à la crête pour les séismes de l'Est ( $f_t$  statique = 2 MPa).

|             | PGA | $f_{t\ dyn}$ | DIF  | $\overline{DIF}$ | $\dot{\epsilon}_{rupture}$ | $\bar{\epsilon}_{rupture}$ |
|-------------|-----|--------------|------|------------------|----------------------------|----------------------------|
| Atkinson_1A | 0.4 | 2.65         | 1.33 | <b>1.85</b>      | $3.2 \cdot 10^{-4}$        | $1.4 \cdot 10^{-1}$        |
|             | 0.6 | 3.31         | 1.66 |                  | $5.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|             | 0.8 | 4.00         | 2.00 |                  | $5.2 \cdot 10^{-2}$        |                            |
|             | 1.0 | 4.80         | 2.40 |                  | $5.0 \cdot 10^{-1}$        |                            |
| Saguenay    | 0.4 | 3.00         | 1.50 | <b>1.75</b>      | $1.5 \cdot 10^{-3}$        | $2.1 \cdot 10^{-2}$        |
|             | 0.6 | 3.45         | 1.73 |                  | $8.4 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|             | 0.8 | 4.00         | 2.00 |                  | $5.2 \cdot 10^{-2}$        |                            |
| Nahanni     | 0.4 | 2.75         | 1.38 | <b>1.70</b>      | $5.1 \cdot 10^{-4}$        | $1.8 \cdot 10^{-3}$        |
|             | 0.6 | 3.25         | 1.63 |                  | $4.0 \cdot 10^{-3}$        |                            |
|             | 0.8 | 3.81         | 1.91 |                  | $2.9 \cdot 10^{-2}$        |                            |
|             | 1   | 3.90         | 1.95 |                  | $3.8 \cdot 10^{-2}$        |                            |

### 5.3.5 Discussion et conclusions

Les séries d'analyses sismiques non linéaires en tenant compte de l'effet du taux de déformation en traction ont permis d'effectuer plusieurs observations sur la résistance dynamique en traction du béton lors de sollicitations sismiques. Dans un premier temps, il est possible d'affirmer que le taux de déformation et la résistance dynamique en traction mesurée au niveau du barrage varient en fonction des caractéristiques du séisme considéré. En effet, la variation du taux de déformation à travers le temps est spécifique à chaque accélérogrammes ce qui signifie que la résistance dynamique en traction varie pour chaque séisme. Le taux de déformation et la résistance dynamique mesurée lors des analyses sismiques non linéaires varient dans l'espace. En fait, le taux de déformation à la base est plus faible que celui de la partie supérieure du barrage. Lors des études sismiques en tenant compte de l'effet transitoire du taux de déformation, la résistance à la traction obtenue à la partie supérieure est plus importante que celle mesuré à la base du barrage.

Les séismes de l'Ouest sont souvent caractérisés par des fréquences plus basses (2 Hz) avec de longues poussées d'accélération dans la même direction. Pour les séismes de l'Ouest, le taux de déformation moyen à la base du barrage est  $1 \cdot 10^{-1} s^{-1}$  alors que pour la partie supérieure du barrage le taux de déformation est de  $2 \cdot 10^{-1} s^{-1}$ . De plus, pour les accélérogrammes de l'Ouest, l'augmentation du PGA ne cause pas de changement important sur le taux de déformation et sa variabilité dans l'espace. Pour les séismes de l'Est, le facteur d'amplification dynamique est de 1.5 au niveau de la base et à la partie supérieure barrage.

Concernant les séismes de l'Est ceux-ci sont caractérisés par leur contenu fréquentiel riche en haute fréquence (10 Hz). Pour les accélérogrammes de l'Est, le taux de déformation présente une grande variabilité dans l'espace. En effet, le taux de déformation à la partie supérieure ( $5 \cdot 10^{-2} s^{-1}$ ) est beaucoup plus important que celui calculé à la base du barrage ( $2 \cdot 10^{-3} s^{-1}$ ). Ceci résulte d'une distribution non uniforme de la résistance dynamique en traction à travers le barrage. En effet, pour la partie supérieure le DIF mesuré est égal à 1.80. À l'opposée, le DIF à la base du barrage est de 1.5. De plus, pour ces séismes, l'augmentation du PGA tend à faire augmenter le taux de déformation et la résistance dynamique en traction de la partie supérieure du barrage contrairement aux observations faites au niveau des séismes de l'Ouest.

Les observations mentionnées ci-dessus permettent d'affirmer que la résistance dynamique en traction du barrage est influencée par l'accélérogramme utilisé et la géométrie du barrage. En effet, les facteurs d'amplification dynamique (DIF) calculés pour les séismes de l'Ouest versus l'Est présentent quelques différences. De plus, en tenant compte de l'effet du taux de déformation lors des analyses sismiques non linéaires, il est possible de constater que la résistance dynamique en traction n'est pas uniforme sur tout le volume du barrage. Les zones de faible rigidité, comme les parties supérieures, ont tendance à avoir un taux de déformation et une résistance plus élevée tandis que les zones très rigides sont moins susceptibles de subir des taux de déformation élevés et par conséquent développer une résistance dynamique en traction plus faible.

## 5.4 Effet du taux de déformation sur la fissuration sismique

Afin d'étudier la fissuration sismique du barrage Outarde-3 des séries d'analyses non linéaires ont été réalisées. Dans le cadre de ce projet, on s'intéresse uniquement à la fissuration en traction des barrages en béton. L'objectif de cette section est d'étudier la fissuration sismique d'un barrage-poids en modélisant l'effet du taux de déformation ( $DIF(t)$ ) sur la résistance en traction du béton. Par la suite, une étude comparative des modèles qui représente l'effet du taux de déformation en comparaison des modèles conventionnels d'analyse ( $DIF=Constant = 1.5$ ) proposée dans les guides de barrages est effectuée.

### 5.4.1 Fissuration sismique des séismes de l'Ouest

- **Modèle avec l'effet transitoire du taux de déformation ( $f_t = 2MPa \cdot DIF(t)$ ).**

Pour ce matériau, il est possible d'observer que la fissuration sismique se localise principalement à la base amont et à la partie supérieure au niveau du changement de pente pour l'ensemble des séismes de l'Ouest (*Imperial Valley*, *Northridge*, et *Chi\_Chi*). Pour les séismes de l'Ouest, la fissuration est plus importante à la base amont qu'à la partie supérieure du barrage. L'incrément de l'intensité sismique (PGA) n'influence pas la localisation des fissures en traction. En effet, celles-ci sont identiques, peu importe l'accélérogrammes et le niveau d'intensité sismique considérés. De plus, la fissuration sismique en traction s'initie en premier à la base amont du barrage et par la suite au niveau de la partie supérieure. Pour les séismes de l'Ouest la fissuration du barrage est très limitée lorsque le  $PGA \leq 0.4g$ . La fissuration sismique devient importante pour les séismes de l'Ouest quand le  $PGA \geq 0.6g$ . Ces observations sont présentées aux figures 5.2a, 5.3a et 5.4a.

- **Modèle avec l'effet constant du taux de déformation ( $f_{tdyn} = 3 MPa; DIF = 1.5$ )**

La localisation des fissures en traction pour les méthodes d'analyses conventionnelles n'est pas consistante. En effet, la localisation de la fissuration sismique varie avec l'augmentation de l'intensité sismique(PGA). De plus, pour ce modèle la fissuration sismique est importante au niveau de la partie supérieure du barrage. En effet, il est possible d'observer des fissures en traction complètes (de l'amont jusqu'à l'aval) dans la partie supérieure du barrage. Pour les méthodes d'analyses conventionnelles, la fissuration sismique devient très sévère quand le  $PGA \geq 0.4g$  pour les séismes *Imperial Valley* et *Northridge*. Cependant, pour le séisme de *Chi\_Chi* la fissuration

devient très importante quand le  $PGA \geq 0.8g$ . Ces observations sont présentées aux Figures 5.2b, 5.3b et 5.4b.

- **Modèle sans effet du taux de déformation ( $f_{tdyn} = 2 \text{ MPa}$ ;  $DIF = 1.0$ )**

Lorsque la résistance dynamique en traction n'est pas prise en compte lors des analyses sismiques non linéaires, les fissures se localisent principalement dans la partie centrale et à la base amont du barrage. De plus, il est possible d'observer que le barrage présente plus de fissuration à différents endroits. Ces observations sont présentées aux figures 5.2c, 5.3c et 5.4c.

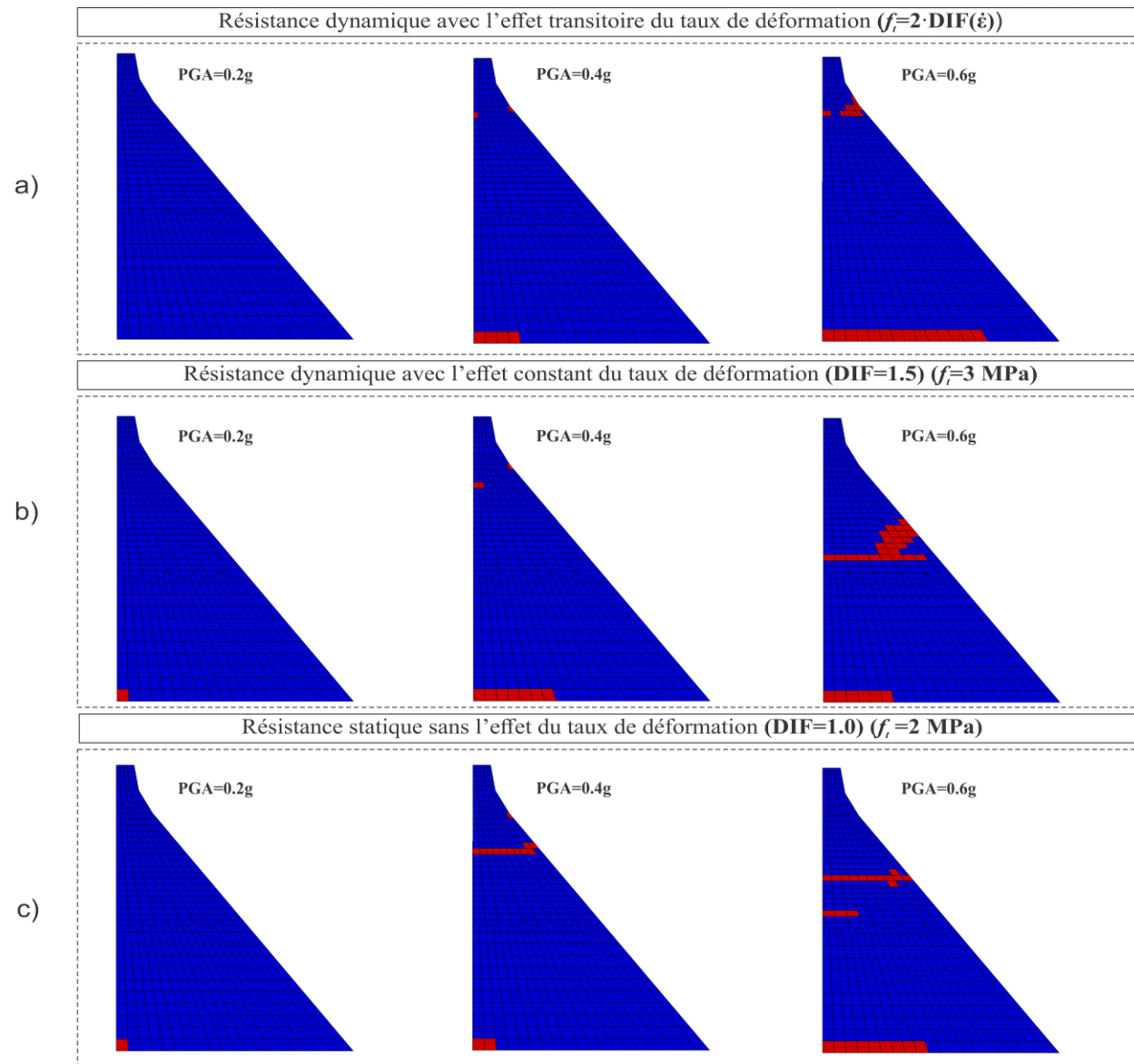


Figure 5.2 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (*Imperial Valley*).

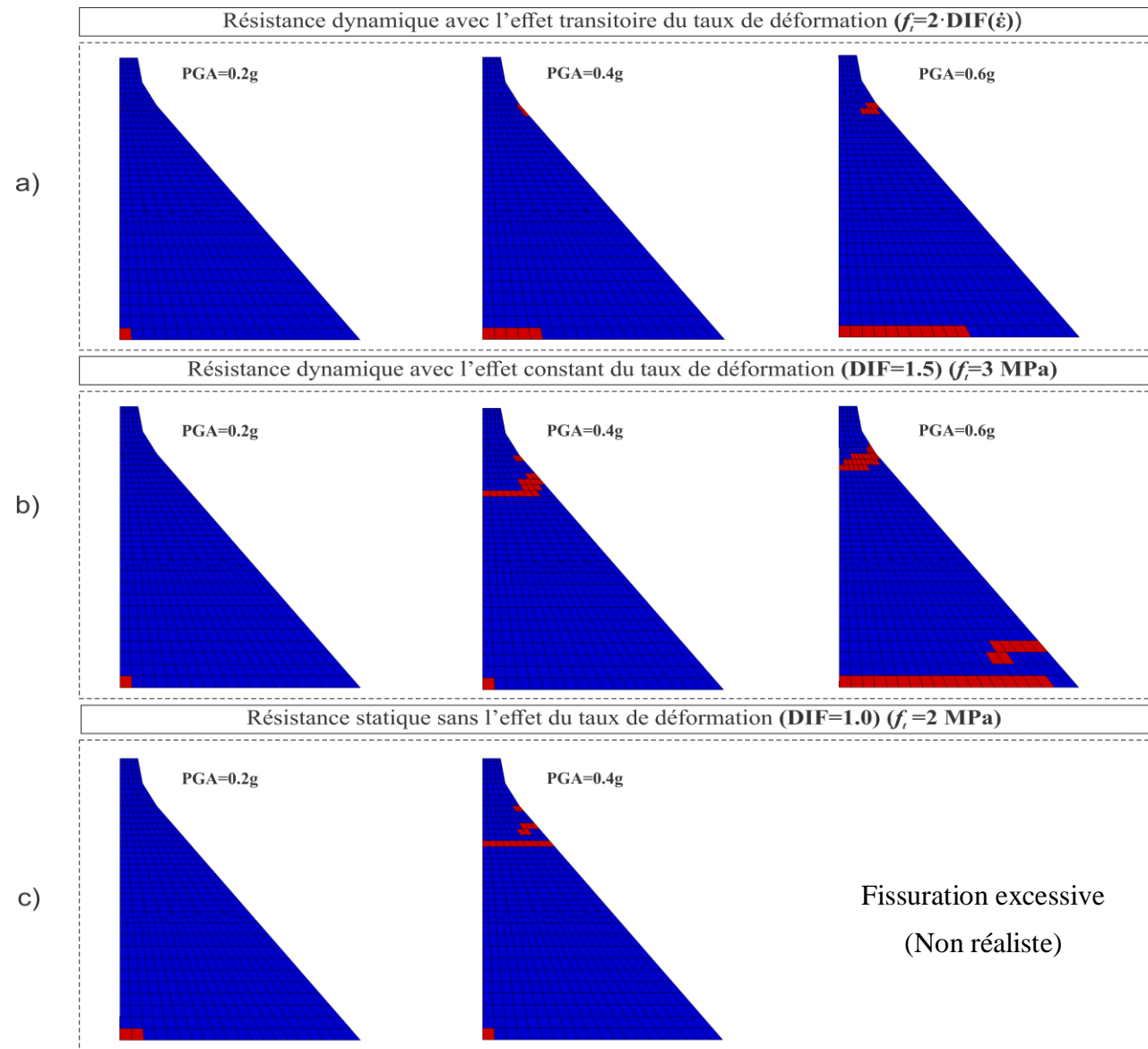


Figure 5.3 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (*Northridge*).

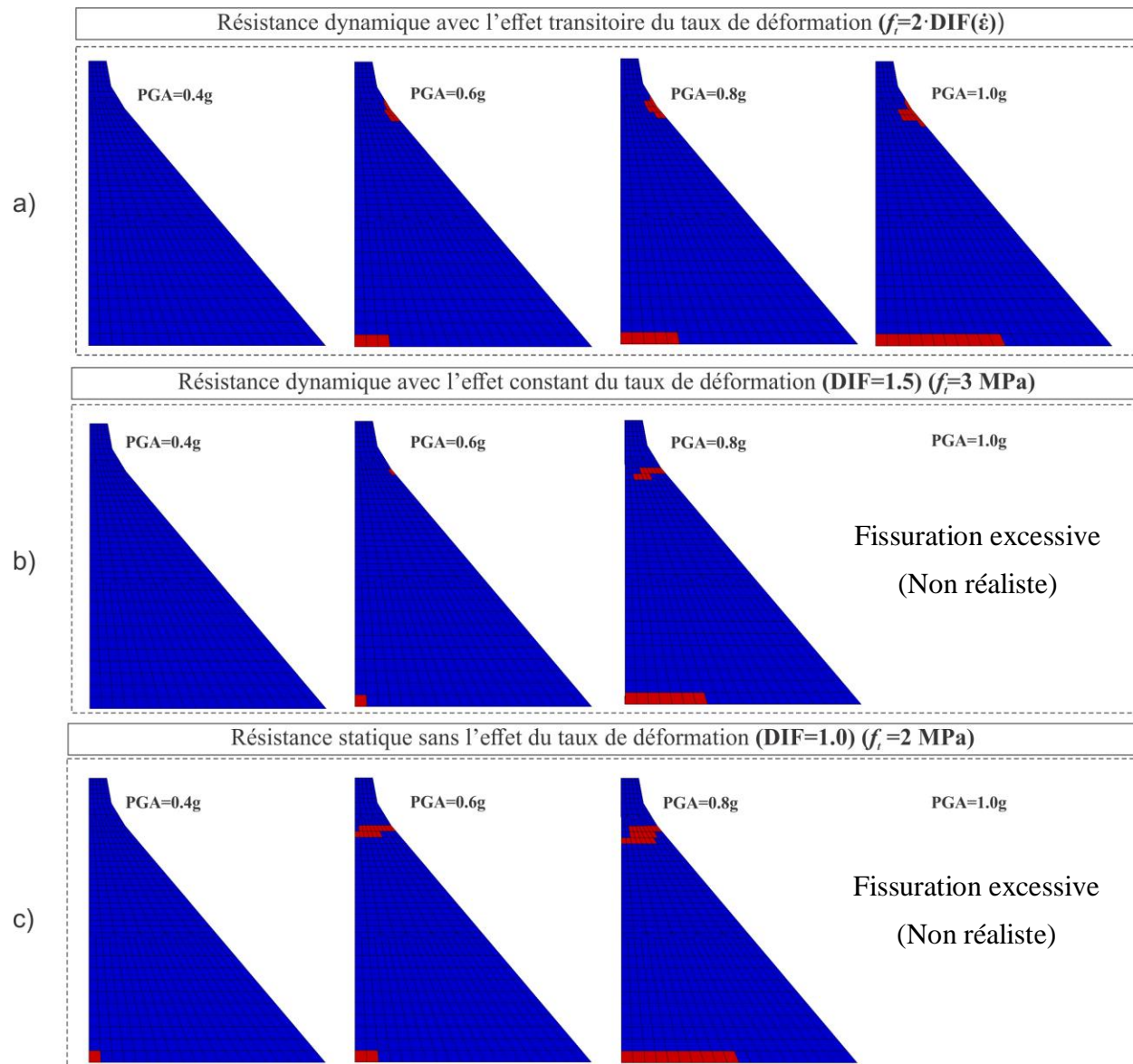


Figure 5.4 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM ( $\chi_i$ ).



### 5.4.2 Fissuration sismique des séismes de l'Est

- **Modèle avec l'effet transitoire du taux de déformation ( $f_{tdyn} = 2 \text{ MPa} \cdot DIF(t)$ ).**

. Pour les séismes de l'Est, les fissures se localisent essentiellement à la base amont du barrage et à la partie supérieure. Cependant, pour le séisme *Saguenay*, les fissures en traction se localisent uniquement à la partie supérieure du barrage pour l'ensemble des niveaux d'intensités sismiques. La localisation des fissures est consistante avec l'incrément de l'intensité sismique (PGA) lorsque l'effet du taux de déformation en traction est modélisé. La fissuration est plus importante au niveau de la partie supérieure qu'à la base du barrage. De plus, les fissures s'initient en premier à la partie supérieure et par la suite à la base amont du barrage. Lorsque l'effet du taux de déformation est modélisé, la fissuration au niveau de la crête est faible quand le  $PGA \leq 0.6g$  pour les séismes *Atkinson\_1A* et *Nahanni*. Cependant, pour le séisme *Saguenay* la fissuration de crête est limitée lorsque le  $PGA \leq 0.4g$ . Pour les séismes *Atkinson\_1A* et *Nahanni*, la fissuration de crête devient traversante quand le  $PGA \geq 0.8g$ . Dans le cas, du séisme de *Saguenay*, la fissuration complète de la crête survient lorsque le  $PGA \geq 0.6g$ . Ces observations sont illustrées aux figures 5.5a, 5.6a, et 5.7a

- **Modèle avec l'effet constant du taux de déformation ( $f_{tdyn} = 3 \text{ MPa}; DIF = 1.5$ )**

Avec l'utilisation des méthodes d'analyses conventionnelles, la fissuration sismique se localise principalement à la base du barrage et à la partie supérieure. Cependant, il est possible d'observer que la fissuration est plus sévère à la partie supérieure du barrage pour ce modèle de béton. La localisation subit de faibles changements avec l'incrément de l'intensité sismique. En effet, pour les séismes de l'Est, la fissuration sismique est assez consistante lorsque le  $PGA \geq 0.8g$ . Par contre, la fissuration devient moins consistante lorsque le PGA atteint 1.0g. En bref, pour les séismes de l'Est le niveau de fissuration est très faible lorsque le  $PGA \leq 0.4g$ . Cependant, la fissuration sismique devient très importante quand le  $PGA \geq 0.6g$  pour ces séismes. Ces conclusions sont illustrées à l'aide des figures 5.5b, 5.6b et 5.7b.

- **Modèle sans effet du taux de déformation ( $f_{tdyn} = 2 \text{ MPa}; DIF = 1.0$ )**

Lorsque la résistance dynamique en traction n'est pas prise en compte lors des analyses sismiques non linéaires, les fissures se localisent principalement dans la partie supérieure et à la base amont

du barrage. De plus, il est possible d'observer que le barrage présente plus de fissuration. Ces observations sont présentées aux figures 5.5c, 5.6c et 5.7c.

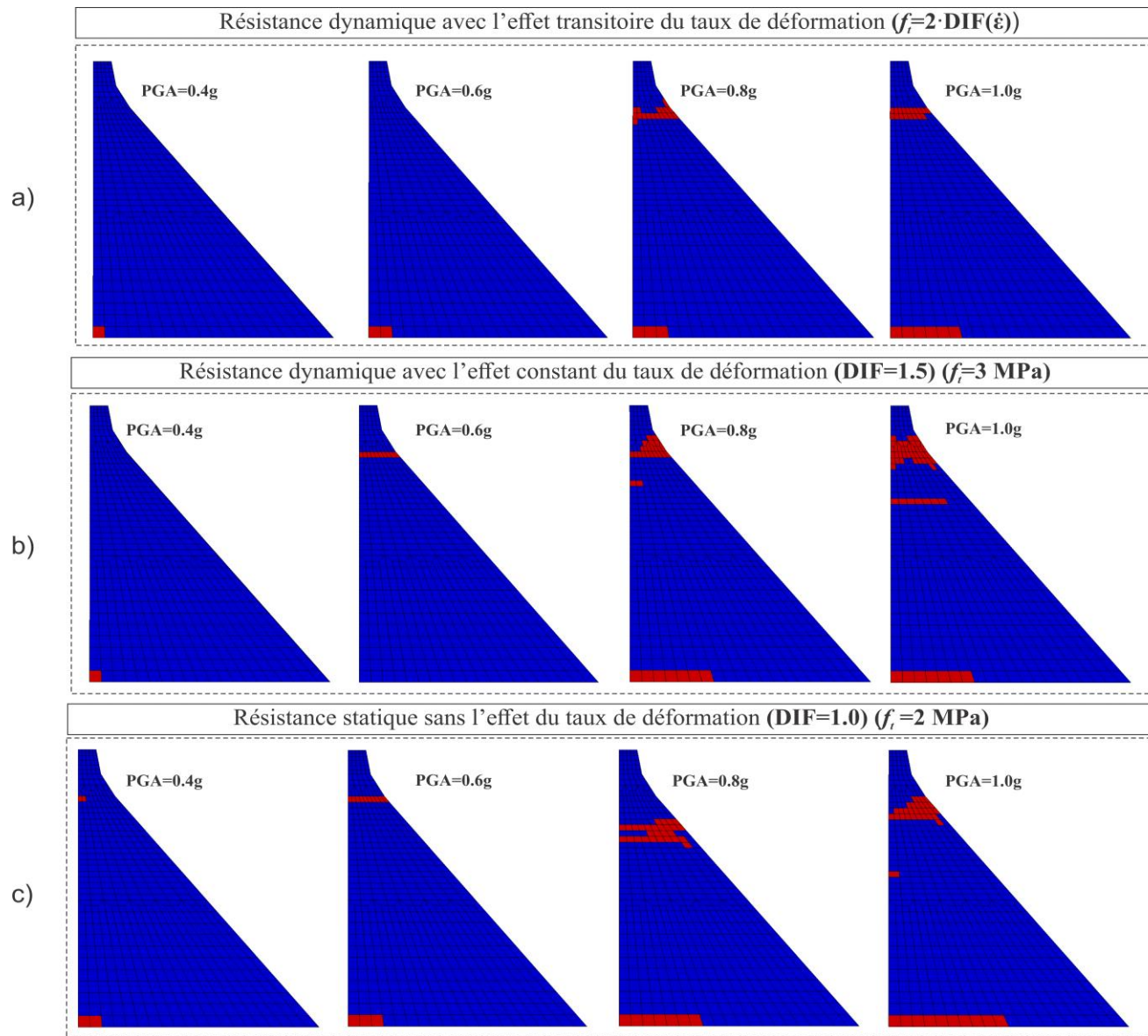


Figure 5.5 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (*Atkinson\_1*)

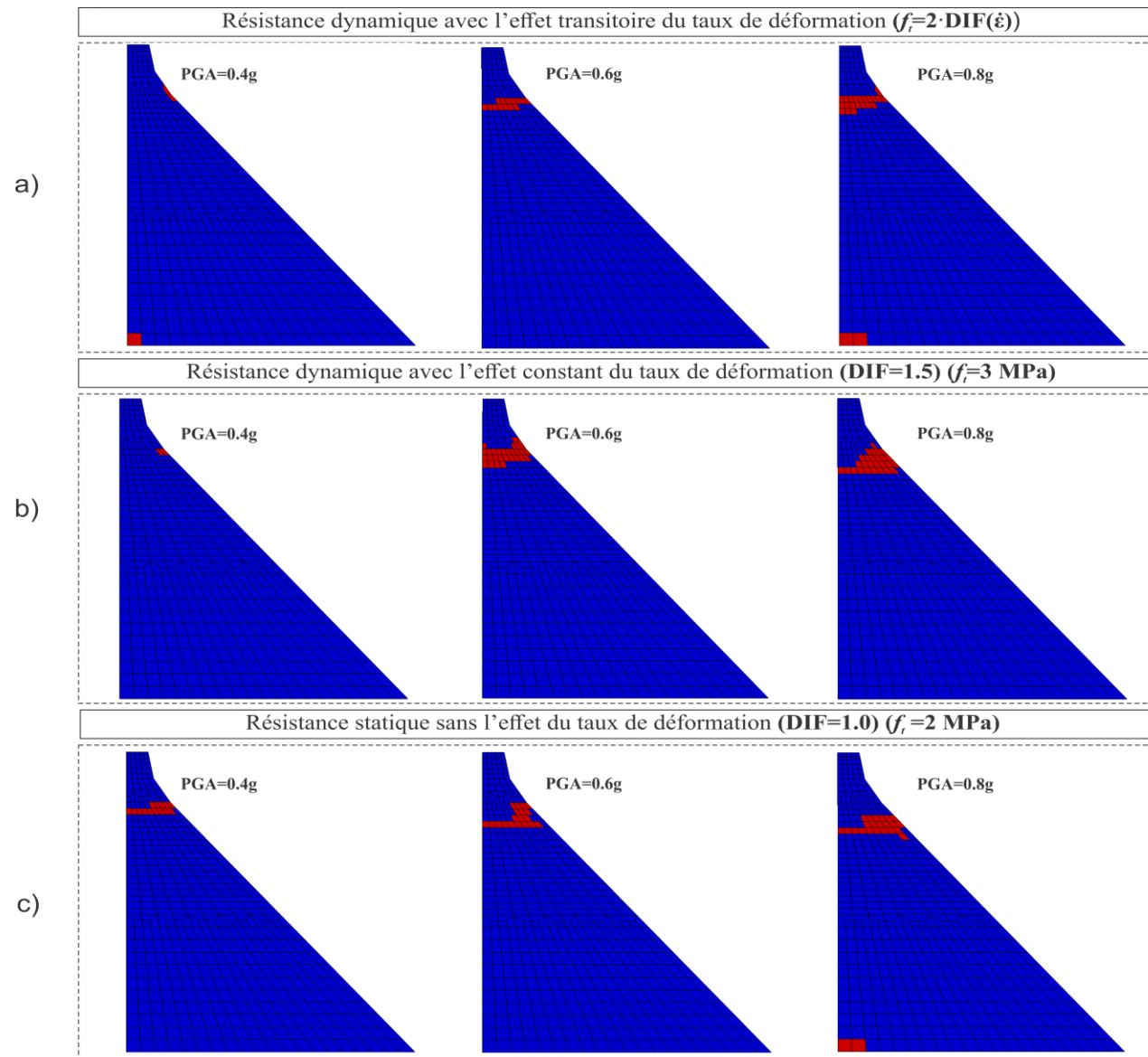


Figure 5.6 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (*Saguenay*).

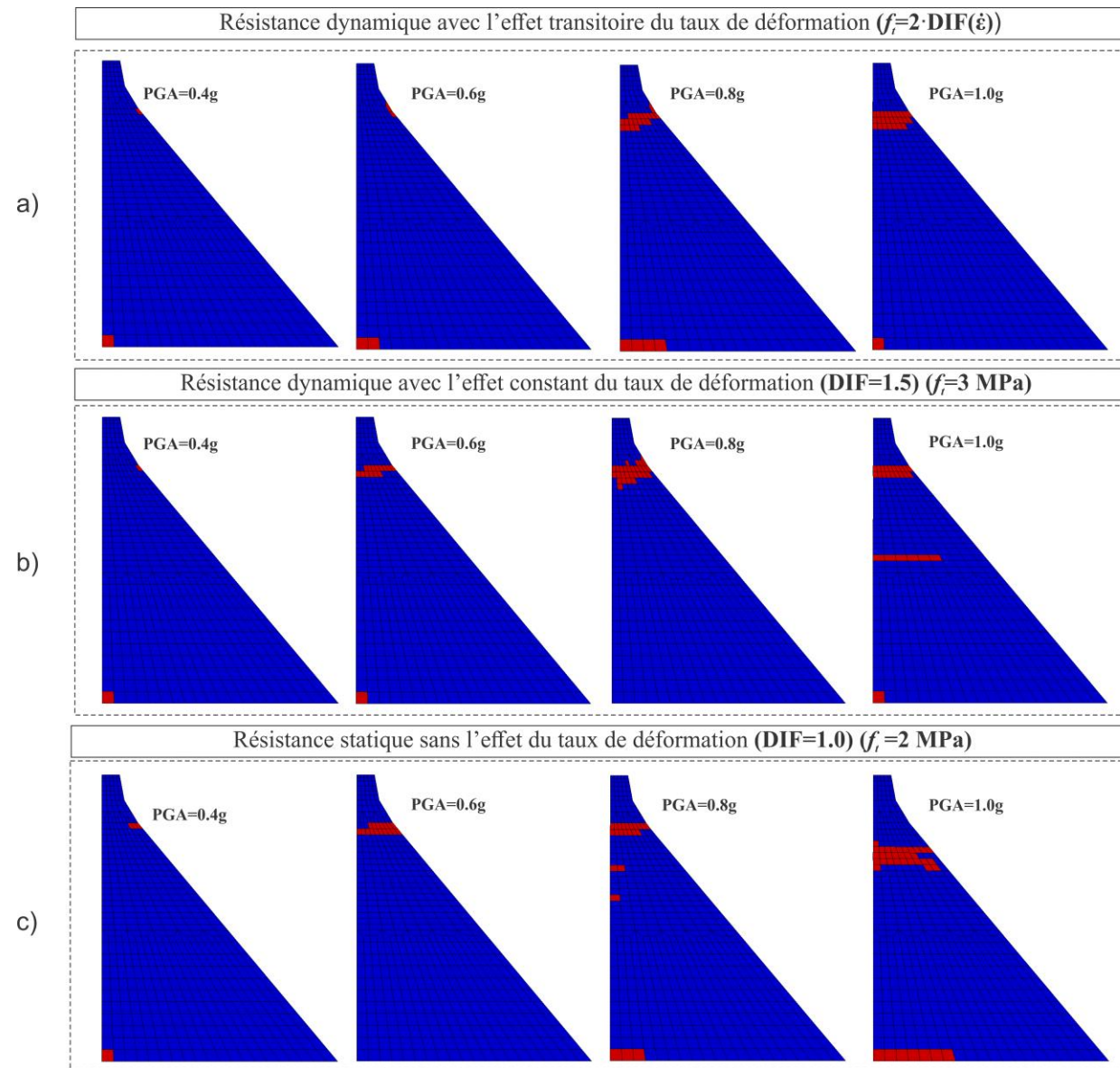


Figure 5.7 : Fissuration sismique obtenue avec le modèle CSCM (*Nahanni*).

### 5.4.3 Discussion et conclusions

Une série d'analyses sismiques non linéaires ont été effectuées à l'aide du logiciel LS-Dyna en utilisant le matériau CSCM en considérant l'effet transitoire du taux de déformation sur la résistance dynamique (DIF(t)) en traction en comparaison avec les méthodes d'analyses conventionnelles (DIF constant =1.5). Le modèle qui prend en compte l'effet du taux de déformation transitoire sur la résistance en traction présente le moins de fissuration sismique en comparaison aux autres modèles (DIF constant). Pour ces modèles, la fissuration sismique devient importante lorsque le  $PGA \geq 0.6g$  pour les séismes de l'Ouest et le  $PGA \geq 0.8g$  pour les séismes de l'Est. Cette différence est due au fait que le modèle avec effet transitoire du taux de déformation développe une résistance en traction plus élevée durant les zones d'accélérations maximales du séisme. De ce fait, ce modèle limite l'apparition et la progression des fissures à travers les éléments durant cette période où les contraintes sont les plus importantes. À l'opposé, les modèles sans effet transitoire du taux de déformation, la fissuration des éléments se produit de manière instantanée à cause du dépassement important des contraintes de traction par rapport à la résistance à la traction des éléments.

Les fissures pour le modèle avec l'effet transitoire du taux de déformation sur la résistance en traction se localisent uniquement à la base du barrage au pied amont et sur le parement aval au niveau du changement de pente. Plusieurs études sur la fissuration sismique des barrages-poids tenant en compte de l'effet du taux de déformation sur la résistance en traction (Cervera et al. 1996 et Pal 1976) ont observé les mêmes patrons de fissuration. De plus, ces études ont conclu que la modélisation de l'effet transitoire du taux de déformation permet de localiser la fissuration sismique des barrages-poids. Le patron de fissuration du modèle avec l'effet transitoire du taux de déformation est consistant avec l'augmentation du PGA. Cependant, pour les modèles sans effet avec DIF constant le patron de fissuration n'est pas consistant. En effet, pour ces modèles la fissuration change de position avec l'incrément du PGA. Le fait d'inclure l'effet transitoire du taux de déformation sur la résistance en traction permet de faciliter la localisation des zones susceptibles de subir des fissurations. En effet, lorsqu'une zone est soumise à des efforts de traction, la fissure va survenir dans la zone où le taux de déformation est le plus faible.

Les résultats des analyses sismiques non linéaires sont comparés avec l'estimation de l'endommagement basée sur l'approche proposée par le U.S. Army Corps of Engineers (USACE)

2003 présenté au chapitre 5. D'une part, il est possible d'observer que la méthode d'analyse du comportement sismique proposée par USACE (2003)) présente des différences lorsque l'effet transitoire du taux de déformation est pris en compte lors des analyses non linéaires. En effet, cette méthode avait prédit que l'endommagement serait important lorsque le  $PGA \geq 0.4g$  pour les séismes de l'Ouest et  $0.6g$  pour les séismes de l'Est. Cependant, pour le modèle avec l'effet transitoire du taux de déformation l'endommagement devient important lorsque le  $PGA \geq 0.6g$  pour les séismes de l'Ouest et  $0.8g$  pour les séismes de l'Est. À l'opposée, les modèles basés sur la méthode d'analyse conventionnelle ( $DIF=1.5$  et  $1.0$  constant), l'estimation de l'endommagement obtenue par l'approche de USACE (2003) est présente des résultats similaires comparai à ceux obtenus lors des analyses sismiques non linéaires.

## 5.5 Accélérations et déplacements de la partie supérieure du barrage

L'un des objectifs de cette section est d'étudier le comportement sismique du bloc supérieur du barrage lorsque celui-ci affiche une fissuration complète lors des analyses dynamiques non linéaires. Pour cela, les historiques d'accélérations et de déplacement de la partie supérieure du barrage Outarde-3 pour les modèles qui prennent en compte de l'effet transitoire du taux de déformation en traction ( $DIF(t)$ ) et les modèles  $DIF=1.5$  sont étudiés. L'historique des accélérations est extrait en dessous des éléments fissurés comme illustrés à la Figure 5.8. L'historique des déplacements est extrait au sommet du bloc supérieur du barrage comme présenté sur la Figure 5.8. Seuls les historiques d'accélérations et de déplacements de la partie supérieure du barrage des séismes de l'Est sont présentés dans cette section. En effet, c'est uniquement pour ces séismes qui présentent une fissuration complète de la crête du barrage avec les modèles qui prennent en compte de l'effet transitoire du taux de déformation en traction ( $DIF(t)$ ) et les modèles avec effet constant du taux de déformation ( $DIF=1.5$ ) pour le même niveau d'intensité sismique (PGA).

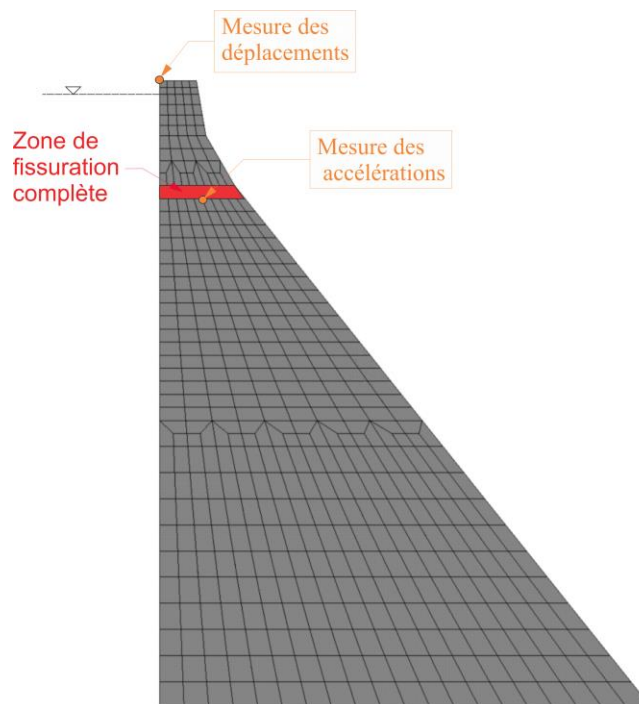


Figure 5.8 : Points de contrôle.



La Figure 5.9 présente les historiques d'accélération pour les différents séismes de l'Est avec DIF (t) et  $DIF = 1.5$ . À l'aide des historiques d'accélération présentés à la Figure 5.9, il est possible d'observer que la prise en compte de l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction retarde la fissuration complète de la partie supérieure du barrage. En effet, pour les séismes *Atkinson\_1A* et *Nahanni*, la fissuration complète de la partie supérieure survient à des temps respectifs de 9.5 s et 13 s quand l'effet transitoire du taux de déformation sur la résistance en traction est modélisé. Cependant, lorsque l'effet du taux de déformation sur la résistance en traction est constant ( $DIF = 1.5$ ) la fissuration complète du bloc supérieur survient à 5.8 s et 9 s pour les séismes de *Atkinson\_1A* et *Nahanni*. En bref, pour ces deux séismes la fissuration complète est retardée d'environ 4 s lorsque l'effet transitoire du taux de déformation sur la résistance en traction est modélisé. Cependant, pour le séisme *Saguenay* la fissuration complète est retardée d'environ 1 sec avec la prise en compte de l'effet transitoire du taux de déformation.

Le bloc de la partie supérieure du barrage est susceptible de subir du glissement lorsque celui-ci est complètement fissuré. L'accélération d'entrée qui risque d'engendrer le glissement du bloc fissuré est l'historique d'accélération après que la fissuration complète du bloc supérieur soit subvenue. En effet, le niveau de glissement du bloc fissuré est principalement influencé par l'intensité et la durée de l'historique d'accélération post-fissuration. La Figure 5.9 présente la zone sur laquelle le bloc de la partie supérieure du barrage risque de subir du glissement pour les différents accélérogrammes de l'Est. Dans un premier temps, il est possible d'observer que le potentiel de glissement du bloc fissuré est plus faible lorsque l'effet transitoire du taux de déformation en traction est pris en compte lors des analyses. En effet, la longueur de la zone potentielle de glissement est plus courte avec l'effet transitoire du taux de déformation versus avec  $DIF = 1.5$ . Cette différence est particulièrement prononcée pour les séismes *Atkinson\_1A* et *Nahanni*.

En ce qui concerne les déplacements au sommet de la partie supérieure de barrage aucune tendance générale a été observée. Il est possible d'observer qu'avec l'effet transitoire du taux de déformation le modèle semble avoir de la difficulté à calculer les déplacements après que le bloc soit fissuré complètement. Lorsque le bloc supérieur présente une fissuration complète, il est préférable d'arrêter l'analyse avec le modèle à fissuration diffuse et de modéliser la zone fissurée par des éléments discrets (TIE\_BREAK).

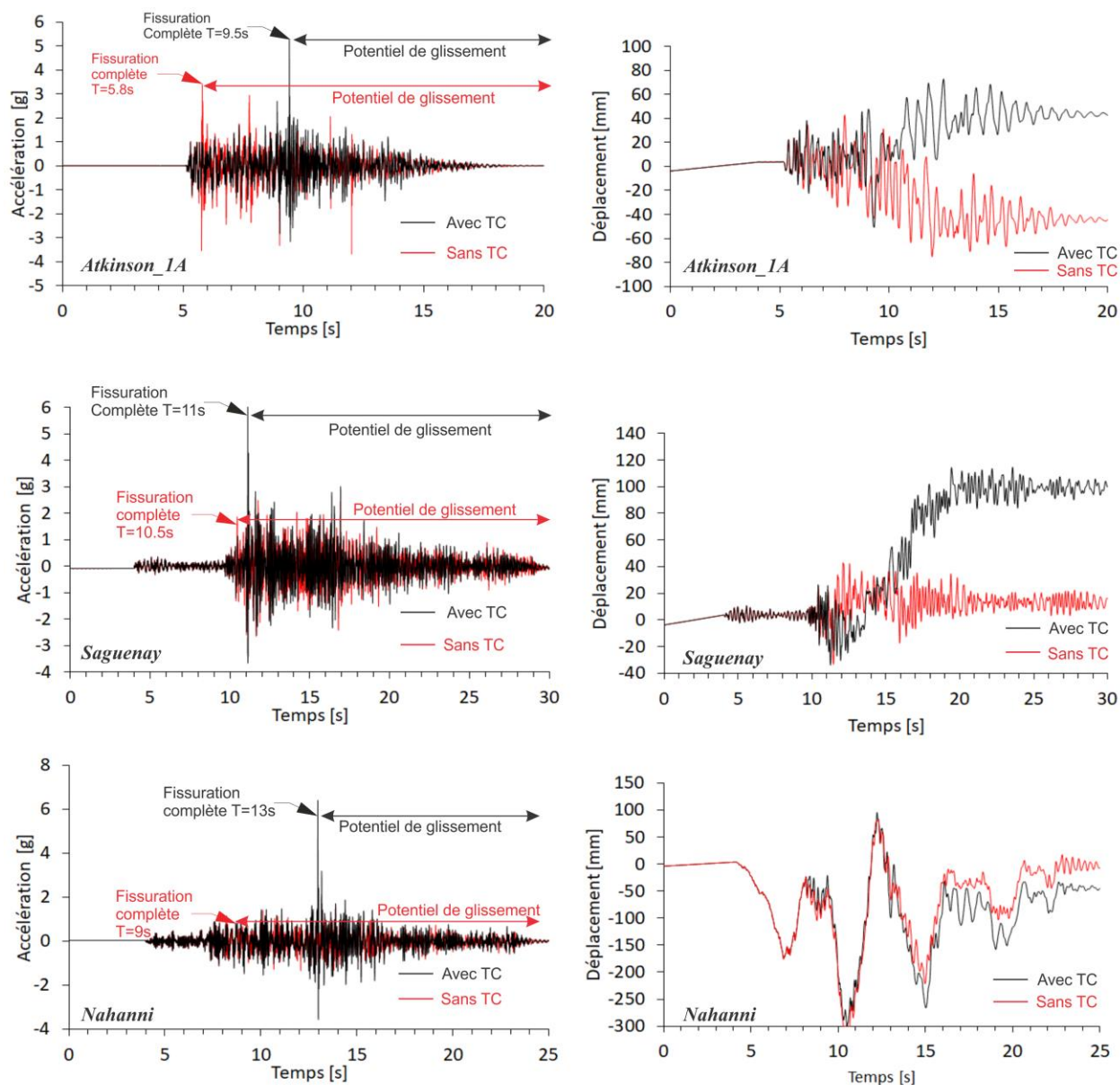


Figure 5.9 : Historique d'accélération et de déplacements de la partie supérieure du barrage.

## 5.6 Effet de l'endommagement initial sur la fissuration

### 5.6.1 Mise en contexte et problématique

La plupart des études réalisées sur le comportement dynamique en traction du béton ont été menées sur du béton sain. Cependant, la majorité des barrages en béton développent plusieurs fissures durant leurs années de services. Pour les barrages en béton, les fissures peuvent faire leur apparition pendant les phases de construction, au cours de la mise en eau initiale ou durant l'exploitation de l'ouvrage. Ces fissures peuvent être causées par les réactions chimiques du béton, les cycles de gel et dégel, les charges appliquées au barrage et les mouvements différentiels de la fondation. La Figure 5.10 présente les types de fissures observés dans les barrages-voûtes. Les barrages-voûtes sont plus susceptibles de résister à des efforts de traction causés par les effets de température durant leurs années de service que les barrages-poids qui sont généralement soumis uniquement à de la compression.

La fissure et les zones à proximité présentent des résistances en traction plus faibles. De plus, dans certains cas, les zones à proximité de la fissure peuvent présenter des contraintes en traction assez importante. Étant donné que le béton de masse fissure principalement en traction lors d'un séisme, il est important d'étudier l'effet de ces fissures et des contraintes initiales sur le comportement sismique de l'ouvrage.

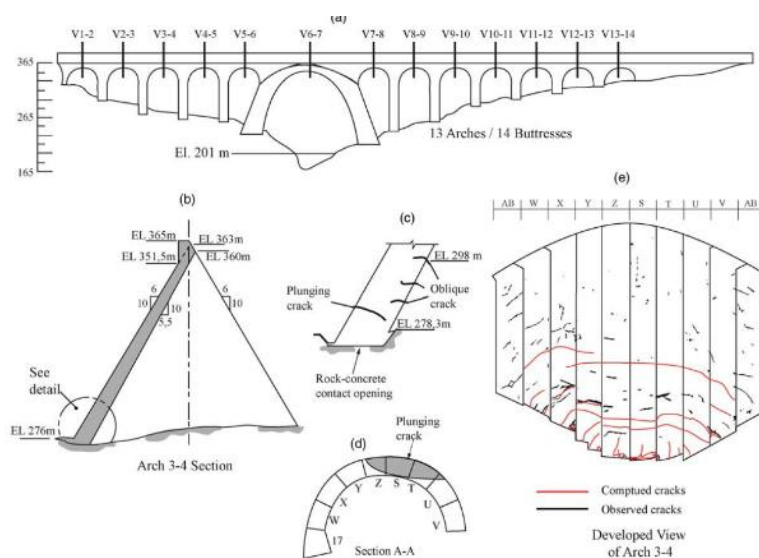


Figure 5.10 : Endommagement causé par les contraintes initiales dans le cas du barrage Daniel-Johnson tirée de Dontsi-Maken et al. 2013).

Depuis quelques années, certains auteurs ont mené des études sur l'effet de l'endommagement initial (Tiniç et al. 1985) et des contraintes initiales (Xiao et al. 2010) sur la résistance dynamique en traction du béton. Ces différentes études ont permis d'observer que l'effet de l'endommagement initial et les contraintes initiales affectent la résistance dynamique en traction du béton. Dans un premier temps, les résultats expérimentaux affirment que DIF n'est affecté par l'effet des contraintes initiales en traction lorsque l'amplitude de celle-ci se trouve dans la phase linéaire (0% à 80% de la résistance ultime en traction). Cependant, lorsque le niveau de contrainte initiale en traction se localise dans la phase de microfissuration la résistance dynamique en traction est affectée. En effet, le DIF diminue lorsque la contrainte initiale en traction est supérieure ou égale à 80% de la résistance statique en traction. La Figure 5.11 présente les différentes observations réalisées sur l'effet des contraintes initiales en traction sur la résistance dynamique en traction du béton (Wu et al. 2015).

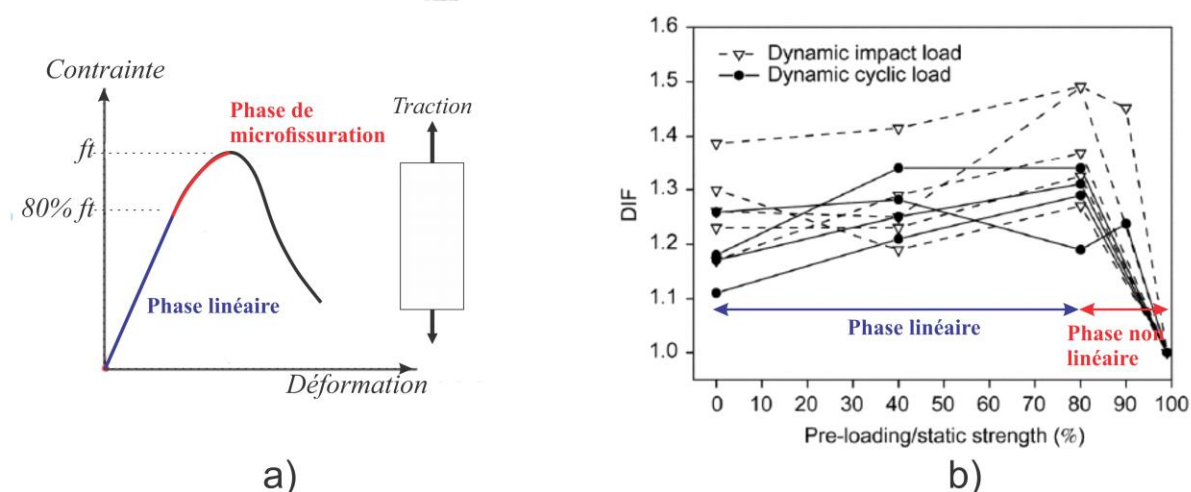


Figure 5.11 : a) Schématisation de la loi de comportement du béton en traction b) Effet des contraintes de traction sur la résistance dynamique en traction du béton (adaptée de Wu et al. 2015).

L'objectif de cette section est d'étudier l'effet des contraintes initiales en traction sur la résistance dynamique en traction par la modélisation numérique. Pour cela, des analyses dynamiques non linéaires sont effectuées à l'échelle du matériau en incluant l'effet du taux de déformation en traction et les contraintes initiales en traction à l'aide du logiciel LS-Dyna. Les historiques de sollicitations utilisés proviennent d'un ouvrage existant.

Étant donné que le matériau utilisé (MAT\_CSCM) pour réaliser les analyses dynamiques non linéaires n'est pas capable de modéliser la phase de microfissuration du béton, il a fallu développer une méthodologie basée sur des résultats expérimentaux afin de pouvoir prendre en compte l'effet des contraintes initiales en traction. Cette méthodologie est présentée dans la section suivante.

### 5.6.2 Objectif et méthodologie

L'objectif général de cette méthode est de pouvoir assigner un pré-endommagement en traction à un élément de béton ou un ouvrage afin de simuler l'effet des contraintes initiales en traction sur comportement dynamique du béton. La Figure 5.12 synthétise les étapes de la méthodologie développée dans le but d'étudier l'effet des contraintes initiales en traction sur le comportement dynamique en traction. La description détaillée de ces étapes est présentée ci-dessous.

- **Étape 1 :** Le matériau CSCM implanté dans le logiciel LS-Dyna n'est pas capable de modéliser la microfissuration induite dans le béton durant l'application d'une charge. Cependant, le matériau CSCM permet à l'utilisateur de spécifier un niveau d'endommagement initial avant le début de l'analyse. De ce fait, pour simuler l'effet des contraintes initiales en traction un niveau d'endommagement initial est assigné au matériau en fonction de l'état des contraintes initiales. Pour cela, la courbe présentée à la Figure 5.12 a été utilisée. Cette courbe provient des études réalisées par Xiao et al. (2010) sur la résistance en traction du béton. En effet, elle présente l'évolution de l'endommagement en traction du béton en fonction du ratio de la contrainte initiale en traction sur la résistance ultime en traction. En résumé, cette courbe permet d'assigner un niveau de pré-endommagement initial au matériau en fonction de l'intensité des contraintes initiales en traction.
- **Étape 2 :** Après avoir assigné un pré-endommagement initial au matériau, la résistance à la traction et le module d'élasticité du béton sont réduits en fonction du niveau de pré-endommagement. La réduction de ces propriétés mécaniques est présentée à la Figure 5.12.
- **Étape 3 :** Cette étape consiste à assigner à l'élément situé au centre du spécimen un pré-endommagement en fonction du niveau de contrainte initiale en traction. La Figure 5.12 illustre le pré-endommagement assigné au spécimen de béton.

- **Étape 4 :** Pour cette étape, on a quantifié l'effet du pré-endommagement sur le DIF. Des essais de traction dynamique pour différents niveaux de pré-endommagement et taux de déformation ont été menés afin d'obtenir les courbes de la Figure 5.6.3 (étape 4). Il est possible d'observer que le pré-endommagement tend à faire diminuer la résistance dynamique en traction du béton.

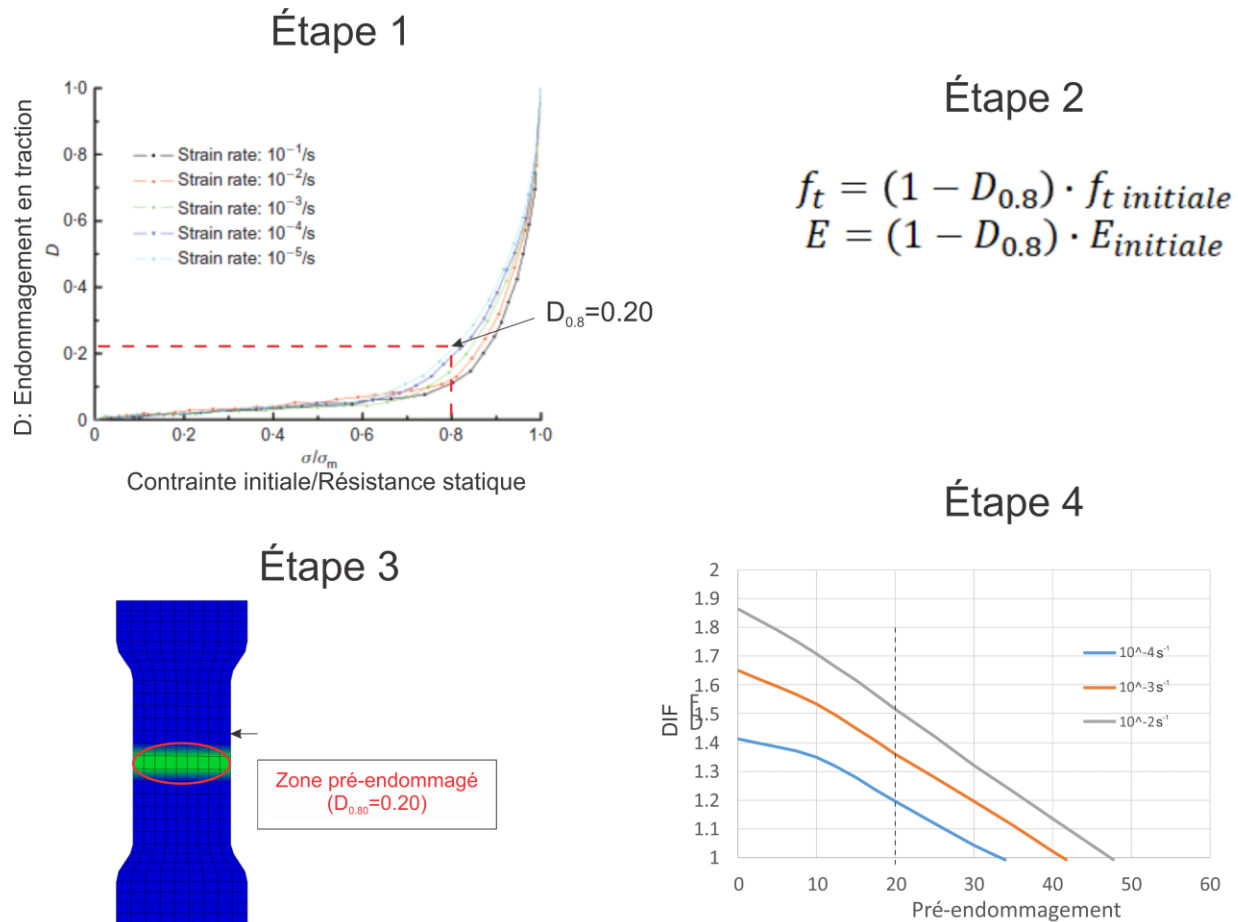


Figure 5.12 : Synthèse de la méthodologie utilisée dans cette section.

La Figure 5.14 présente les différents historiques de sollicitations utilisées pour réaliser les analyses dynamiques non linéaires en incluant l'effet des contraintes initiales en traction. De plus, ces historiques sont prélevés proche des zones endommagées du barrage. La Figure 5.13 présente la localisation des points de contrôles des différents sollicitations étudiées.

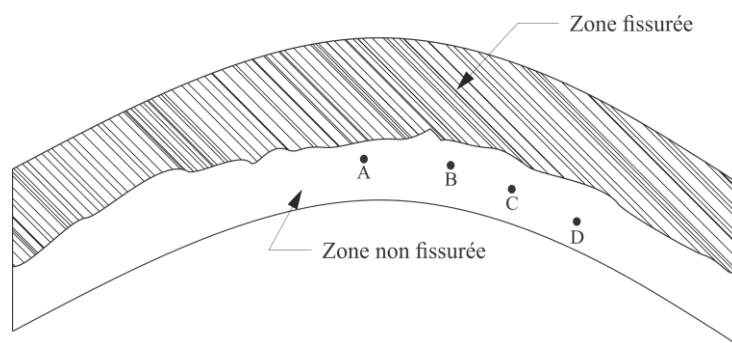


Figure 5.13 : Localisation des points de contrôles pour l'analyse des contraintes.

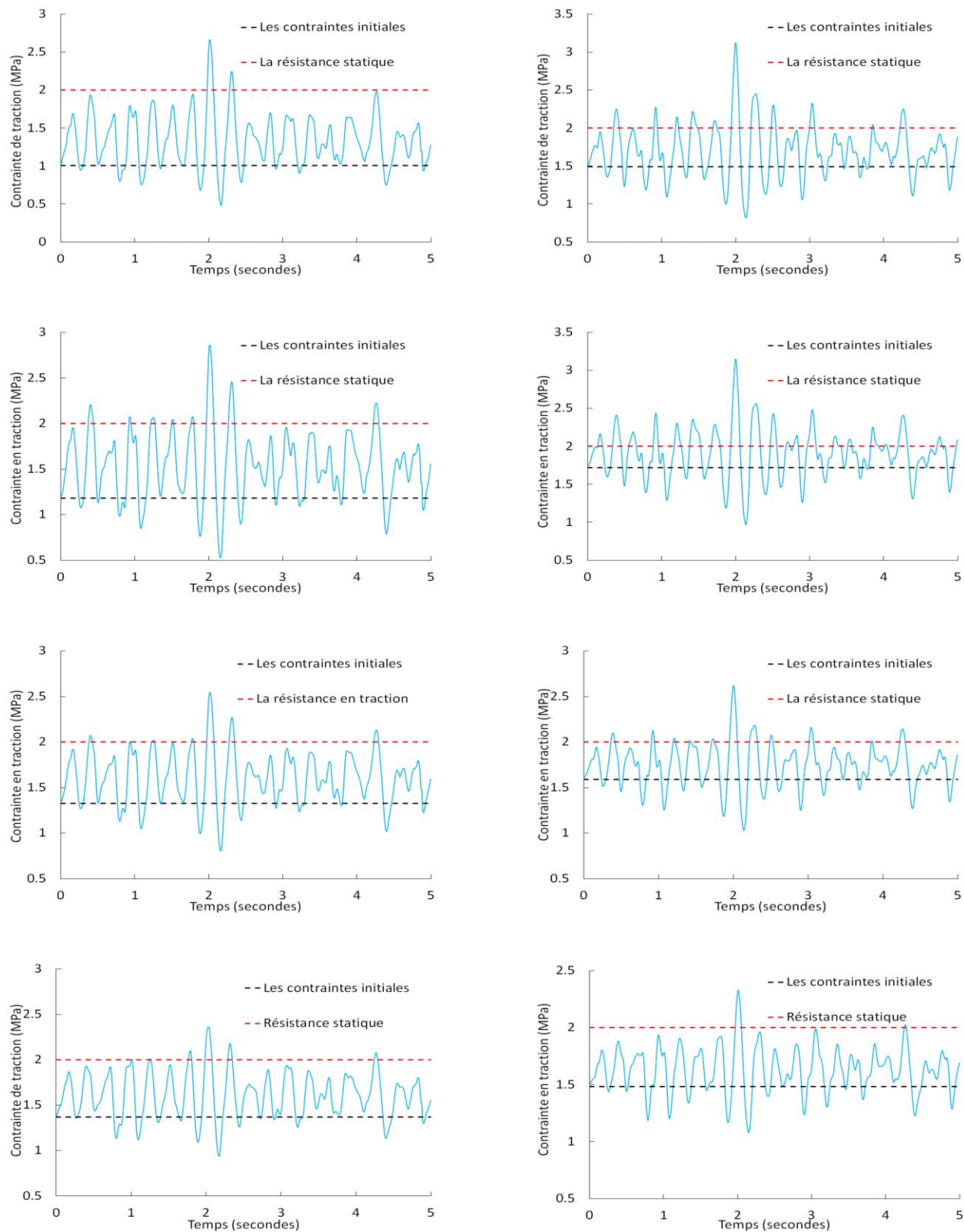


Figure 5.14 : Historiques des sollicitations dynamiques utilisées avec différents niveaux de contrainte initiale.



### 5.6.3 Résultats

Les résultats des analyses dynamiques non linéaires en incluant l'effet du taux de déformation en traction et les contraintes initiales en traction sont étudiés afin d'observer l'impact de ces deux paramètres sur la résistance dynamique en traction. Le Tableau 5.6 présente les différents résultats des analyses dynamiques non linéaires menés avec le matériau CSCM. La partie supérieure du tableau présente les résultats des calculs dynamiques avec l'effet des contraintes initiales. À l'opposé, la partie inférieure du présente les résultats des calculs dynamiques en considérant sans effet des contraintes initiales. Pour prendre en compte les contraintes initiales en traction ( $\sigma_0$ ), un niveau de pré-endommagement initial ( $D_0$ ) correspondant à cette contrainte initiale est assigné au matériau lors des différentes analyses dynamiques. Il est possible d'observer que plus la contrainte initiale en traction est faible, plus la valeur du pré-endommagement assigné au matériau est faible.

Il est à noter que lorsque le ratio de contrainte initiale en traction sur la résistance en traction ( $\sigma_0/f_t$ ) est inférieur à 70%, la résistance dynamique en traction n'est pas beaucoup affectée. En effet, pour les sollicitations (A\_1, B\_1, et C\_1) une légère baisse du facteur d'amplification dynamique (*DIF*) en traction (environ 2 %) est observée lorsque les effets des contraintes initiales sont pris en compte lors des analyses. Cependant, lorsque le ratio des contraintes initiales en traction sur la résistance en traction ( $\sigma_0/f_t$ ) est supérieur à 70%, la résistance dynamique en traction diminue de manière significative. En fait, pour les sollicitations (A\_2, B\_2, et C\_2) dont le niveau de contrainte initiale est assez important, une diminution moyenne d'environ 16% est observée lors des analyses. Pour les sollicitations D\_1 et D\_2, il n'y a pas eu de fissuration du spécimen lors des analyses dynamiques non linéaires.

Le Tableau 5.6 présente aussi les sollicitations qui ont causé la fissuration en traction du spécimen. Il est à noter que les analyses dynamiques non linéaires menées avec le matériau CSCM en tenant compte du taux de déformation présentent un nombre de spécimens fissurés plus important que la méthode d'analyses basée sur la vérification de la contrainte sur la résistance en traction considérée ( $DIF(\text{Constant})=1.5$ ). Pour les analyses non linéaires réalisées avec le matériau CSCM, 6 sollicitations ont provoqué la fissuration en traction du spécimen. De plus, les valeurs du facteur d'amplification dynamique mesurées sont plus faibles que ceux recommandés dans les lignes directrices de barrages ( $DIF=1.5$ ). Cependant, pour la méthode d'analyses basée sur la vérification de la contrainte élastique sur la résistance dynamique en traction sans tenir compte de l'effet des

contraintes initiales, seulement 2 historiques de sollicitations sont susceptibles de subir une fissuration.

Tableau 5.6 : Résumé des résultats analyses dynamiques non linéaires.

| Analyse non-linéaire LS-Dyna (MAT_CSCM_159)   |                |                     |                      |                       |                      |         |             |                         | DIF(CST)=1.5         |             |
|---|----------------|---------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|---------|-------------|-------------------------|----------------------|-------------|
|   | Sollicitations | $\sigma_0$<br>(MPa) | $f_t^{sta}$<br>(MPa) | $\sigma_0/f_t$<br>(%) | $f_t^{dyn}$<br>(MPa) | DI<br>F | Ruptur<br>e | $\sigma_{max}$<br>(MPa) | $f_t^{dyn}$<br>(MPa) | Ruptur<br>e |
| Avec effet<br>des<br>contraintes<br>initiales | A_1            | 1.00                | 2.00                 | 50                    | 2.62                 | 1.27    | X           | 2.66                    | 3                    |             |
|   | B_1            | 1.17                | 2.00                 | 59                    | 2.69                 | 1.29    | X           | 2.86                    | 3                    |             |
|   | C_1            | 1.33                | 2.00                 | 67                    | 2.54                 | 1.27    | X           | 2.54                    | 3                    |             |
|   | D_1            | 1.37                | 2.00                 | 69                    | 2.36                 | -       | -           | 2.36                    | 3                    |             |
|   | A_2            | 1.49                | 2.00                 | 75                    | 2.86                 | 1.25    | X           | 3.12                    | 3                    | X           |
|   | B_2            | 1.72                | 2.00                 | 86                    | 2.77                 | 1.11    | X           | 3.15                    | 3                    | X           |
|   | C_2            | 1.59                | 2.00                 | 80                    | 2.59                 | 1.12    | X           | 2.62                    | 3                    |             |
|   | D_2            | 1.48                | 2.00                 | 74                    | 2.33                 | -       | -           | 2.33                    | 3                    |             |
| San effet<br>des<br>contraintes<br>initiales  | A_1            | 1.00                | 2.00                 | -                     | 2.62                 | 1.31    | X           | 2.66                    | 3                    |             |
|   | B_1            | 1.17                | 2.00                 | -                     | 2.69                 | 1.35    | X           | 2.86                    | 3                    |             |
|   | C_1            | 1.33                | 2.00                 | -                     | 2.54                 | 1.27    | X           | 2.54                    | 3                    |             |
|   | D_1            | 1.37                | 2.00                 | -                     | 2.36                 | -       | -           | 2.36                    | 3                    |             |
|   | A_2            | 1.49                | 2.00                 | -                     | 2.86                 | 1.43    | X           | 3.12                    | 3                    | X           |
|   | B_2            | 1.72                | 2.00                 | -                     | 2.77                 | 1.39    | X           | 3.15                    | 3                    | X           |
|   | C_2            | 1.59                | 2.00                 | -                     | 2.59                 | 1.30    | X           | 2.62                    | 3                    |             |
|   | D_2            | 1.48                | 2.00                 | -                     | 2.33                 | -       | -           | 2.33                    | 3                    |             |

## 5.7 Conclusion

Les observations et conclusions suivantes ont été faites après les analyses sismiques non linéaires en tenant compte du taux de déformation à l'aide du logiciel LS-Dyna.

- Le facteur d'amplification dynamique (DIF(t)) de la résistance à la traction tourne autour de 1.5 pour les séismes de l'Ouest.
- Pour les séismes de basse fréquence, il y a peu de différence entre la DIF(t) obtenue à la base versus à la crête du barrage. À la base du barrage, le DIF(t) est environ égal à 1.45 ce qui correspond à un taux de déformation de  $1 \cdot 10^{-3} s^{-1}$ . Ensuite, pour la partie supérieur un DIF(t) égal à 1.5 est obtenue ce qui correspond à un taux de déformation de  $3 \cdot 10^{-3} s^{-1}$ .
- Pour les séismes de l'Ouest, l'augmentation du PGA n'influence pas de manière significative le taux de déformation et la résistance dynamique à la traction.
- Pour les séismes de l'Ouest, la valeur de DIF égale à 1.5, proposée dans les lignes directrices de barrages semble être appropriée pour l'évaluation sismique des barrage-poids.
- Pour les séismes de l'Est, il y a une différence entre le DIF(t) obtenue à la base versus à la crête. Le DIF(t) moyen calculé à la base est de 1.5. Cependant, au niveau de la crête du barrage le DIF(t) obtenu tourne autour de 1.8.
- Pour les séismes à haute fréquence, le taux de déformation est très important dans la partie supérieure du barrage. Pour certains séismes de l'Est, les DIF(t) mesurées peuvent être égaux à 2.
- L'incrément de l'intensité sismique (PGA) augmente de manière significative la résistance dynamique en traction et le taux de déformation au niveau de la partie supérieure du barrage pour les séismes de l'Est.
- Les valeurs de DIF(t) obtenue pour les séismes de l'Est sont supérieures à celles rencontrées dans les guides barrages.
- L'effet du taux de déformation a une influence sur le comportement sismique du barrage. Les patrons de fissurations sismiques obtenues en utilisant un modèle constitutif de béton

capable de modéliser la fissuration du béton en tenant compte de l'effet du taux de déformation sont différentes des modèles constitutifs conventionnels ( $DIF = 1.5$ ).

- La prise en compte du taux de déformation dans les analyses sismiques non linéaire des barrage-poids prédit de manière plus cohérence (réaliste) le processus d'endommagement (localisation et progression de la fissuration).
- En observant les fissurations sismiques obtenues, la prise en compte du taux de déformation ( $DIF(t)$ ) réduit la fissuration. Pour les séismes de l'Ouest, la fissuration devient importante quand le PGA atteint 0.6g. Cependant, en ce qui concerne les séismes de l'Est les dommages deviennent importants lorsque le  $PGA \cong 1.0g$ .
- Le potentiel de glissement du bloc supérieur a été étudié pour les séismes présentant une fissuration complète lors des analyses sismiques non linéaires. La prise en compte du taux de déformation diminue le potentiel de glissement, car la fissuration complète du bloc supérieur est retardée (Cervera et al. 1996).
- L'effet des contraintes initiales en traction sur la résistance dynamique en traction devient important lorsque le ratio contrainte statique initiale/résistance statique devient supérieur à 70%. Les résultats des analyses dynamiques non linéaires sur les différents historiques de sollicitations en tenant compte des contraintes initiales montrent que les facteurs d'amplification dynamique (DIF) obtenues sont plus faibles que la valeur proposée par les lignes directrices de barrages (DIF).

## CHAPITRE 6 CONCLUSION

### 6.1 Sommaire et conclusions

Dans l'évaluation de sécurité des barrages en béton, la résistance à la traction du béton joue un rôle important. En effet, la résistance à la traction est le paramètre prépondérant qui contrôle la fissuration du béton lors d'un tremblement de terre. Actuellement, il est largement accepté dans la littérature et dans les lignes directrices sur la sécurité des barrages que la résistance à la traction du béton est sensible au taux de déformation. En effet, la résistance à la traction devient plus importante avec l'augmentation du taux de déformation. Le terme anglo-saxon utilisé dans la littérature pour quantifier l'augmentation de résistance à la traction pour un taux de déformation donnée est « *Dynamic Increase Factor* » (DIF). À l'heure actuelle, pour effectuer la vérification sismique des barrages en béton, les lignes directrices de barrage (U.S. Bureau of Reclamation (USBR 2013) et U.S. Army Corps of Engineers (USACE 1995)) proposent une méthode simplifiée afin de prendre en compte la résistance dynamique en traction du béton sur comportement sismique du barrage. Cette méthode consiste à augmenter les résistances mécaniques (traction et compression) du béton par un certain pourcentage (50% en traction et 30% en compression). Cependant, cette approche proposée par les lignes directrices de barrage est très simplifiée, car elle néglige la variabilité transitoire du taux de déformation lors d'un séisme. Celui-ci est influencé; (a) par la géométrie du barrage (b) par l'historique de sollicitation, et (c) par l'état des contraintes initiales. De ce fait, certains auteurs comme Cervera et al. (1996), Qi et al. (2013), Moradloo et al. (2018), et Pal (1976) ont effectué des analyses sismiques non linéaires sur des barrages en béton en modélisant l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction du béton. Ils ont observé que l'effet du taux de déformation joue un rôle important sur le comportement dynamique des structures en béton. Cependant, peu de modèles constitutifs de béton disponible dans les logiciels commerciaux (LS-Dyna, ABAQUS, et ANSYS) sont capables de prendre en compte l'effet du taux de déformation sur résistance du béton. De plus, il y a peu d'étude sur la fissuration sismique des barrages-poids en tenant compte de l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique en traction du béton.

Les objectifs de ce projet de recherche étaient donc d'étudier la fissuration sismique d'un barrage-poids de 80 m en modélisant l'effet du taux de déformation sur la résistance dynamique en traction du béton. Dans un premier temps, des essais de traction dynamique à l'échelle du matériau ont été

effectués pour évaluer la performance du matériau *Continous Surface Cap Model* (CSCM) (LS-Dyna) à modéliser le comportement dynamique en traction du béton. Par la suite, des analyses sismiques linéaires à l'échelle d'un barrage ont été réalisées afin d'estimer la demande (contraintes de traction) et la fissuration basée sur l'interprétation de l'intensité et de la durée des contraintes excessives calculées à partir d'analyses linéaires élastiques USACE (2003). Des analyses sismiques non linéaires à l'échelle d'un barrage sont effectuées afin d'étudier les effets suivants sur la résistance à la traction et la fissuration sismique des barrages-poids : (a) l'effet du taux de déformation (b) l'historique des sollicitations (séisme de l'Ouest (fréquence dominante de 2Hz) vs l'Est (fréquence dominante de 10 Hz)). Pour finir, une approche simplifiée a été développée afin de pouvoir étudier l'effet des contraintes initiales sur la résistance dynamique en traction du béton.

Le barrage-poids Outarde-3 (80 m de hauteur) situé au Québec a été modélisé par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel commercial LS-Dyna. Le matériau CSCM implantée dans le logiciel LS-Dyna a été utilisée pour modéliser le comportement non linéaire du béton et l'effet du taux de déformation sur la résistance en traction.

Les études menées pour évaluation le matériau CSCM par le biais de simulations numériques (essais de traction) à l'échelle du matériau démontrent que celui-ci est performant et fiable. Il peut être utilisé pour modéliser du béton de masse lors des analyses sismiques. De plus, le matériau CSCM modélise de façon adéquate la résistance à la traction et l'énergie de fissuration en fonction du taux de déformation. Les valeurs obtenues avec ce modèle sont comparables à ceux disponibles dans la littérature.

Des analyses sismiques linéaires ont été réalisées afin d'évaluer la demande sismique et d'estimer l'endommagement sismique basée sur l'approche de USACE (2003). Les résultats de ces analyses ont permis constater que les contraintes de traction maximale sont principalement concentrées à la base du barrage au pied amont et dans la partie supérieure du barrage pour l'ensemble des sollicitations étudiées. Pour les séismes de l'Ouest, la magnitude des contraintes de traction est plus importante à la base du barrage au pied amont. Cependant, pour les séismes de l'Est la magnitude des contraintes de traction est plus élevée au niveau de la crête. En ce qui concerne, l'estimation de la fissuration par l'approche de USACE (2013) , pour les séismes de l'Ouest, le niveau d'endommagement probable devient important lorsque le  $PGA \geq 0.4g$  en considérant un *Demande*

*Capacity Ratio* (DCR) égale à 1.5. À l'opposé, pour les séismes de l'Est, le niveau d'endommagement probable devient important lorsque le  $PGA \geq 0.6g$  avec un  $DCR = 1.5$ .

Une étude de validation de la méthode de USACE 2003 proposée pour estimer l'endommagement anticipée en utilisant les analyses linéaires temporelle a été réalisée. Les résultats des analyses sismiques non linéaires ont permis d'observer que cette méthode présente de bons résultats pour le modèle qui considère un effet constant du taux de déformation ( $DIF=1.5$ ). En effet, pour ce modèle, le niveau d'endommagement estimé par cette méthode est similaire à ceux obtenus lors des analyses non linéaires. Cependant, pour le modèle avec effet transitoire du taux de déformation, le niveau d'endommagement obtenu lors des analyses non linéaires est plus faible en comparaison à ce que la méthode avait estimé. En bref, la méthode de USACE (2003) semble être adéquate pour obtenir une estimation préliminaire de l'importance l'endommagement sismique des barrages en béton à partir d'analyses linéaires élastiques.

Les analyses sismiques non linéaires réalisées sur le barrage-poids Outarde-3 ont permis d'étudier l'effet transitoire du taux de déformation ( $DIF(t)$ ) en traction sur la résistance dynamique du béton en comparaison avec la méthode d'analyse conventionnelle proposée par les lignes de barrages ( $DIF=1.5$ ). Différents séismes (Est vs Ouest) et intensité sismique ( $PGA$ ) ont ensuite été appliqués et comparés afin d'évaluer la résistance dynamique en traction du barrage. D'une part, il a été observé que pour les séismes de l'Ouest, il y a peu de différence entre la  $DIF(t)$  obtenue à la base versus à la crête du barrage. À la base amont du barrage, le  $DIF(t)$  est environ égal à 1.45 et pour la partie supérieure du barrage un  $DIF(t)$  égal à 1.50 est obtenu. D'autre part, pour les séismes de l'Est, il y a une différence entre le  $DIF(t)$  obtenue à la base versus à la crête. Le  $DIF(t)$  moyen mesuré à la base est de 1.5. Cependant, au niveau de la crête du barrage le  $DIF(t)$  obtenu tourne autour de 1.80. Dans l'évaluation sismique des barrages en béton, la valeur de  $DIF$  égale à 1.50 proposée dans les lignes directrices de barrages semble être appropriée.

L'étude de la fissuration sismique du barrage-poids Outarde-3 a permis d'observer que le processus d'initiation et de propagation de la fissuration obtenue en utilisant un modèle constitutif de béton qui tient compte de l'effet du taux de déformation ( $DIF(t)$ ) est différent du modèle constitutif conventionnel ( $DIF=1.5$ ). Cette étude a fait ressortir l'importance de considérer l'effet transitoire du taux de déformation en traction lors des analyses sismiques des barrages en béton. En effet, la considération de l'effet transitoire du taux de déformation sur la résistance à la traction affecte la

réponse sismique du barrage. D'une part, les patrons de fissuration obtenus pour le modèle avec effet transitoire du taux de déformation ( $DIF(\dot{\epsilon})$ ) versus constant ( $DIF=1.5$ ) sont différents. Le modèle avec effet transitoire du taux de déformation prédit de manière plus cohérente l'initiation (localisation) et la propagation de la fissuration avec l'augmentation de l'intensité d'une sollicitation particulière. D'autre part, la fissuration sismique obtenue en considérant l'effet transitoire du taux de déformation est moins importante en comparaison aux autres modèles ( $DIF=1.5$  et  $DIF=1.0$ ). En effet, pour ce modèle la fissuration sismique devient sévère quand le PGA atteint 0.6g pour les séismes de l'Ouest et  $\cong 1.0g$  pour les séismes de l'Est. Par contre, pour les modèles avec effet constant du taux de déformation, la fissuration sismique sévère lorsque le  $PGA \geq 0.4g$  pour les séismes de l'Ouest et 0.6g pour les séismes de l'Est.

Une approche simplifiée a été développée afin de pouvoir étudier l'effet des contraintes initiales sur la résistance dynamique en traction. Les résultats de ces analyses ont permis de constater que la résistance dynamique en traction commence à diminuer de manière importante lorsque les contraintes initiales sont supérieures à 70% de la résistance statique en traction. Il est à noter que ces conclusions ne peuvent pas être généralisées pour tous les cas. Pour étudier de manière plus rigoureuse l'effet des contraintes initiales sur la résistance dynamique en traction du béton à l'échelle du matériau, il serait intéressant d'utiliser un modèle constitutif de béton capable de simuler la microfissuration du béton.



## 6.2 Perspectives de recherche

Les études effectuées lors de ce projet de recherche ont suscité certaines problématiques qui doivent être étudiées et approfondies par des travaux de recherche complémentaires. Les sujets de recherche suivants sont identifiés :

- **Études expérimentales sur l'effet du taux de déformation sur la résistance à la traction et l'énergie de fissuration du béton de masse.** Une des limitations de la méthodologie employée est le manque de données expérimentales récentes sur la résistance dynamique du béton ( $E_{dyn}$ ,  $f_{tdyn}$ ,  $G_{Fdyn}$ ), notamment pour le béton de masse. Très peu d'études expérimentales sont disponibles concernant ce sujet. De ce fait, la calibration du modèle s'est basée principalement sur une seule étude expérimentale (Brühwiler 1990). Des travaux expérimentaux sont nécessaires afin d'avoir une bonne connaissance de ces paramètres.
- **Étude de l'effet du taux de déformation sur le comportement sismique d'un barrage-voûte.** Dans la présente étude, seule l'influence de l'effet du taux de déformation sur la réponse sismique d'un barrage-poids a été étudiée. Il serait donc pertinent d'effectuer des études sur fissuration sismique des barrages-voûtes en tenant compte de l'effet du taux de déformation.
- **Étude de l'effet du taux de déformation sur la résistance du béton avec un modèle tridimensionnel avec importantes contraintes de confinement.** Les modèles à comportement bidimensionnels négligent certains phénomènes physiques (confinement) qui peuvent influencer le comportement dynamique du béton. Les études expérimentales affirment que le confinement du béton tend à faire diminuer sa résistance dynamique en traction.
- **Études expérimentales et numériques sur l'effet des contraintes initiales et de l'historique des sollicitations sur la résistance dynamique du béton.** L'effet des contraintes initiales et de l'historique des sollicitations sur la résistance dynamique du béton est très peu documenté dans la littérature. Il serait donc pertinent d'effectuer des études expérimentales afin de mieux documenter ces phénomènes. Par la suite, il serait intéressant de développer un modèle constitutif de béton capable de modéliser l'influence de la

microfissuration causée par les contraintes initiales et l'accumulation des dommages causée par les cycles répétés de sollicitations sur la résistance dynamique en traction.

- **Développement d'un élément contact capable de prendre en compte l'effet du taux de déformation.** Le matériau utilisé dans le cadre ce projet est à fissuration diffuse. En d'autres mots, la fissure se propage à travers les éléments donc pas de possibilité de séparation. L'utilisation d'élément contact capable de se séparer et de glisser tout en tenant compte de l'effet transitoire du taux de déformation permettrait d'étudier le glissement résiduel et la stabilité du bloc supérieur du barrage avec une approche plus performante.

## BIBLIOGRAPHIE

- Abrams, D. A. (1917). Effect of rate of application of load on the compressive strength of concrete[J]. *Proc, 20th Annu. Meeting*, (17), 366- 374.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD). (1991). *Guidelines for Design of dams for earthquake*.
- Bazant, Z. P., & Oh, B. H. (1982). Strain-rate effect in rapid triaxial loading of concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 108(EM5), 764-778.
- Bazant, Z. P., et Prat, P. C. (1988). Effect of temperature and humidity on fracture energy of concrete. *ACI Materials Journal*, 85(4), 262-271.
- Bede, N., Ozbolt, J., Sharma, A., et Irhan, B. (2015). Dynamic fracture of notched plain concrete beams: 3D finite element study. *International Journal of Impact Engineering*, 77, 176-188.
- Bischoff, P. H., et Perry, S. H. (1991). Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures*, 24(6), 425-450. doi:10.1007/bf02472016
- Blanks, R. F., et McNamara, C. C. (1935). Mass concrete tests in large cylinders. *Journal Proceedings*, 31(1). doi:10.14359/8345
- Brühwiler, E. (1990). Fracture of mass concrete under simulated seismic action. *Dam Engineering, Volume I*(Issue 3), 153-176.
- Cadoni, E., et al, e. (2001). Strain-rate effect on the tensile behaviour of concrete at different relative humidity levels. *Materials and structures*, 34(1), 21-26.
- Cadoni, E., Labibes, K., Berra, M., Giangrasso, M., et Albertini, C. (2001). Influence of aggregate size on strain-rate tensile behavior of concrete. *Materials Journal*, 98(3), 220-223.
- CEB. (1998). *Concrete structures under impact and impulsive loading*. Synthesis Report No. 187.
- Cervera, M., Oliver, J., et Manzoli, O. (1996). A rate-dependent isotropic damage model for the seismic analysis of concrete dams. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 25(9), 987-1010.
- Chen, X., Wu, S., et Zhou, J. (2015). Large-Beam Tests on Mechanical Behavior of Dam Concrete under Dynamic Loading. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(10), 06015001.
- Chen, X., Wu, S., Zhou, J., Chen, Y., et Qin, A. (2012). Effect of testing method and strain rate on stress-strain behavior of concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 25(11), 1752-1761.
- Chinese National Committee on Large Dams (CHINCOLD). (2014). *Seismic safety of dams in china*. Beijing: Chinese National Committee on Large Dams.
- Constantin, A. (2015). *Résistance mécanique des barrages avec fissuration réparés par injection : Étude expérimentale des produits à base d'époxy*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

- Dahlblom, O., et Ottosen, N. S. (1990). Smeared crack analysis using generalized fictitious crack model. *Journal of engineering mechanics*, 116(1), 55-76.
- Darbar, S. R. e. a. (2016). Static and dynamic mass concrete material properties of a concrete gravity dam. *USSD, 36th Annual USSD Conference*, 727-747.
- Dassault Systems. (2011). *ABAQUS/CAE - Abaqus 6.11 documentation collection* (vol. version Student Edition 6.11-2). Providence, RI.
- Federal Energy Regulatory Commission (FERC). (1999). *Engineering guidelines for evaluation of hydropower project*. Washington, DC.
- Federal Office for Water and Geology (FOWG). (2003). *Sécurité des ouvrages d'accumulation*. Suisse.
- FIB. (2010). *Model Code for Concrete Structures 2010*. The International Federation for Structural Concrete.
- Ghaemmaghani, A., et Ghaemian, M. (2006). Large-scale testing on specific fracture energy determination of dam concrete. *International Journal of Fracture*, 141(1-2), 247-254. doi:10.1007/s10704-006-0078-3
- Hatano, T. (1961). Dynamical behaviours of concrete under impulsive tensile load. *Transactions of the Japan Society of Civil Engineers*, 1961(73), 28-34.
- Hillerborg, A. (1985). Results of three comparative test series for determining the fracture energy  $G_F$  of concrete. *Materials and Structures*, 18(5), 407-413.
- Hou S Z, L. J. Y., Cao J G, et al. (2002). Dynamic tests and study on the fully-graded concrete for high arch dam. *Water Power*, 1, 51-53.
- Houghton, D. L. (1976). Determining tensile strain capacity of mass concrete. *Journal Proceedings*, 73(12). doi:10.14359/11108
- J. Takeda, H. T. (1962). The mechanical properties of several kinds of concrete at compressive, tensile, and flexural tests in high rates of loading,. *Trans Architect. Inst. Jpn*, No. 77, pp. 1–6.
- Jiang, H., et Zhao, J. (2015). Calibration of the continuous surface cap model for concrete. *Finite Elements in Analysis and Design*, 97, 1-19. doi:10.1016/j.finel.2014.12.002
- K. Paulmann, J. S. (1982). Concrete under very short-term loading. *Beton* 32, 6, 225-228.
- Kaplan, S. A. (1980). Factors affecting the relationship between rate of loading and measured compressive strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 32(111), 79-88. doi:10.1680/mac.1980.32.111.79
- Léger, P. (2016). Compendium on structural behaviour, modelling, safety, and rehabilitation of concrete dams.
- Léger, P., et Leclerc, M. (1996). Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams. *Engineering Structures*, 18(3), 227-239.
- Li, Q., Guan, J., Wu, Z., Dong, W., et Zhou, S. (2015). Fracture Behavior of Site-Casting Dam Concrete. *ACI Materials Journal*, 112(1). doi:10.14359/51687361

- Lin, G., Yan, D., et Yuan, Y. (2007). Response of concrete to dynamic elevated-amplitude cyclic tension. *ACI materials journal*, 104(6), 561-566.
- LS-DYNA. (2014). *Keyword user's manual*. (vol. VOLUME II). Livermore, California 94551-0712: Livermore Software Technology Corporation.
- Maken, D. D., Léger, P., et Roth, S.-N. (2013). Seasonal thermal cracking of concrete dams in northern regions. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(4), 04014014.
- Mihashi, H., et Wittmann, F. H. (1980). *Stochastic approach to study the influence of rate of loading on strength of concrete*: Stevin-Laboratory of the Department of Civil Engineering of the Delft University of Technology.
- Min, F., Yao, Z., et Jiang, T. (2014). Experimental and numerical study on tensile strength of concrete under different strain rates. *The Scientific World Journal*, 2014.
- Moradloo, A., Ahmadi, M., et Vahdani, S. (2018). *Nonlinear dynamic analysis of concrete arch dams*.
- Murray, Y. D. (2007). *Users manual for ls-dyna concrete material model 159*.: Federal Highway Administration.
- Oh, B. H. (1987). Behavior of concrete under dynamic tensile loads. *Materials Journal*, 84, 8-13.
- Pajak, M. (2011). The influence of the strain rate on the strength of concrete taking into account the experimental techniques. *Architecture génie civil environnement*, 4(3), 77-86.
- Pal, N. (1976). Seismic cracking of concrete gravity dams. *Journal of the Structural Division*, 102(9), 1827-1844.
- Proulx, J. (1994). *Étude expérimentale et simulation numérique de l'interaction barrage-réservoir-fondation : Cas du barrage-poids Outardes 3*. (Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke).
- Proulx, J., et Paultre, P. (1994). *Analytical and experimental evaluation of the dynamic behaviour of outardes-3 gravity dam*. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienne, Autriche.
- Qi, H., Li, Y.-g., et Lü, X.-l. (2013). Practical elasto-plastic damage model for dynamic loading and nonlinear analysis of Koyna concrete dam. *Journal of Central South University*, 20(9), 2586-2592. doi:10.1007/s11771-013-1772-8
- Raphael, J. M. (1978). The nature of mass concrete in dams. *ACI Journal Proceedings*, 55. doi:10.14359/6612
- Raphael, J. M. (1984). Tensile strength of concrete. *ACI Journal Proceedings*, 81(2), 158-165.
- Reinhardt, H. W., Rossi, P., et van Mier, J. G. M. (1990). Joint investigation of concrete at high rates of loading. *Materials and Structures*, 23(3), 213-216. doi:10.1007/bf02473020
- Ross, C. A., Jerome, D. M., Tedesco, J. W., et Hughes, M. L. (1996). Moisture and strain rate effects on concrete strength. *Materials Journal*, 93(3), 293-300.
- Ross, C. A., Tedesco, J. W., et Kuennen, S. T. (1995). Effects of strain rate on concrete strength. *Materials Journal*, 92(1), 37-47.

- Rossi, P., et Boulay, C. (1990). Influence of free water in concrete on the cracking process. *Magazine of Concrete Research*, 42(152), 143-146. doi:10.1680/mac.1990.42.152.143
- Rossi, P., et Toutlemonde, F. (1996). Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete: description of the physical mechanisms. *Materials and structures*, 29(2), 116.
- Rossi, P., van Mier, J. G., Boulay, C., et Le Maou, F. (1992). The dynamic behaviour of concrete: influence of free water. *Materials and Structures*, 25(9), 509-514.
- Rubin, M. B. (1991). Simple, convenient isotropic failure surface. *Journal of Engineering Mechanics*, 117(2), 348-369. doi:doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1991)117:2(348)
- Ruiz, G., Zhang, X. X., Yu, R. C., Porras, R., Poveda, E., et del Viso, J. R. (2011). Effect of loading rate on fracture energy of high-strength concrete. *Strain*, 47(6), 518-524. doi:10.1111/j.1475-1305.2010.00719.x
- Saouma, V. E., Broz, J. J., Brühwiler, E., et Boggs, H. L. (1991). Effect of aggregate and specimen size on fracture properties of dam concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 3(3), 204-218.
- Saucier, K. L., et Carpenter, L. (1978). Dynamic properties of mass concrete. Dans *Dynamic Geotechnical Testing*: ASTM International.
- Shen, L., Wang, L., Song, Y., et Shi, L. (2017). Comparison between dynamic mechanical properties of dam and sieved concrete under biaxial tension-compression. *Construction and Building Materials*, 132, 43-50.
- Shi, L., Wang, L., Song, Y., et Shen, L. (2014). Dynamic multiaxial strength and failure criterion of dam concrete. *Construction and Building Materials*, 66, 181-191. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.05.076
- Shi, L., Wang, L., Song, Y., et Shen, L. (2015). Dynamic properties of large aggregate concrete under triaxial loading. *Magazine of Concrete Research*, 67(6), 282-293.
- Shiming, S., et Yupu, S. (2013). Dynamic biaxial tensile-compressive strength and failure criterion of plain concrete. *Construction and Building Materials*, 40, 322-329.
- Simo, J. C., et Ju, J. W. (1987a). Strain- and stress-based continuum damage models—I. Formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 23(7), 821-840. doi:[https://doi.org/10.1016/0020-7683\(87\)90083-7](https://doi.org/10.1016/0020-7683(87)90083-7)
- Simo, J. C., et Ju, J. W. (1987b). Strain- and stress-based continuum damage models—II. Computational aspects. *International Journal of Solids and Structures*, 23(7), 841-869. doi:[https://doi.org/10.1016/0020-7683\(87\)90084-9](https://doi.org/10.1016/0020-7683(87)90084-9)
- Soroushian, P., Choi, K.-B., et Fu, G. (1985). Tensile strength of concrete at different strain rates. *MRS Proceedings*, 64. doi:10.1557/PROC-64-87
- Suaris, W., et Shah, S. (1983a). Properties of concrete subjected to impact. *Journal of structural engineering*, 109(7), 1727-1741. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:7(1727)
- Suaris, W., et Shah, S. P. (1983b). Properties of concrete subjected to impact. *Journal of Structural Engineering*, 109(7), 1727-1741.
- Tedesco, J. W., et Ross, C. A. (1993). Experimental and numerical analysis of high strain rate splitting-tensile tests. *Materials Journal*, 90(2), 162-169.

- Tiniç, C., et Brühwiler, E. (1985). Effect of compressive loads on the tensile strength of concrete at high strain rates. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 7(2), 103-108. doi:[https://doi.org/10.1016/0262-5075\(85\)90065-X](https://doi.org/10.1016/0262-5075(85)90065-X)
- Trunk, B., et Wittmann, F. (1998). Experimental investigation into the size dependence of fracture mechanics parameters. *AEDIFICATIO Publishers, Fracture Mechanics of Concrete Structures*, 3, 1937-1948.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE). (1994). *Engineering and design*. Washington, D.C.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE). (1995). *Gravity Dam Design*. Norme EM 1110-2-2200. Washington, DC: US Army Corps of Engineers.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE). (2003). *Time-history dynamic analysis of concrete hydraulic structures*. Washington, DC.
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE). (2007). *Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures*. Code Washington, DC.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR). (1976). *Design of gravity dams*. Denver, Colorado.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR). (1977). *Design of arch dams* Denver, Colorado.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR). (1987). *Design of small dams*.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR). (1999). *Dynamic properties of mass concrete obtained from dam cores*. Rapport technique DSO-98-15. Denver, CO,.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR). (2014). *Evaluation of nonlinear material models in concrete dam finite element analysis*. U.S. Department of the interior.
- U.S. Bureau of Reclamations (USBR). (2013). *State-of-Practice for the Nonlinear Analysis of Concrete Dams 2013*. No. 0704-0188. Denver, Colorado.
- Walker, S., et Bloem, D. L. (1960). Effects of aggregate size on properties of concrete. *ACI Journal Proceedings*, 57(9), 283-298.
- Wang, H., Jin, W., et Li, Q. (2009). Saturation effect on dynamic tensile and compressive strength of concrete. *Advances in Structural Engineering*, 12(2), 279-286.
- Wang, H., Li, C., Tu, J., et Li, D. (2016). Dynamic tensile test of mass concrete with Shapai Dam cores. *Materials and Structures*, 50(1). doi:10.1617/s11527-016-0901-x
- Wang, H., Wang, L., Song, Y., et Wang, J. (2016). Influence of free water on dynamic behavior of dam concrete under biaxial compression. *Construction and Building Materials*, 112, 222-231. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.090>
- Wang, H. L., et Yuan, J. Y. (2011). Dynamic failure surface of concrete under multiaxial dynamic loads. *Advanced Materials Research*, 261, 228-232.
- Watstein, D. (1953). Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concrete. *Journal Proceedings*, 49(4). doi:10.14359/11850
- Winkelbauer, B. J. (2015). *Phase I: Evaluation of selected concrete material models in LS-Dyna*. (University of Nebraska-Lincoln).

- Wittman, F. H., Rokugo, K., Brühwiler, E., Mihashi, H., et Simonin, P. (1988). Fracture energy and strain softening of concrete as determined by means of compact tension specimens. *Materials and Structures*, 21(1), 21-32. doi:10.1007/bf02472525
- Wittmann, F. (2002). Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete. *Sadhana*, 27(4), 413-423.
- Wu, M., et Zhang, C. (2015). Influence of static pre-loading on the dynamic bending strength of concrete with particle element modeling. *Science China Technological Sciences*, 58(2), 284-296. doi:10.1007/s11431-014-5671-5
- Wu, S., Chen, X., et Zhou, J. (2012). Influence of strain rate and water content on mechanical behavior of dam concrete. *Construction and Building Materials*, 36, 448-457.
- Wu, S., Wang, Y., Shen, D., et Zhou, J. (2012). Experimental study on dynamic axial tensile mechanical properties of concrete and its components. *ACI Materials Journal-American Concrete Institute*, 109(5), 517.
- Xiao, S., Li, H., et Monteiro, P. J. M. (2010). Influence of strain rates and load histories on the tensile damage behaviour of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 62(12), 887-894. doi:10.1680/macr.2010.62.12.887
- Yan, D., et Lin, G. (2006). Dynamic properties of concrete in direct tension. *Cement and concrete research*, 36(7), 1371-1378.
- Yan, D., et Lin, G. (2008). Influence of initial static stress on the dynamic properties of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 30(4), 327-333.
- Yan, D., Lin, G., et Chen, G. (2009). *Dynamic properties of plain concrete in triaxial stress state* (vol. 106).
- Yeh, C. (1990). Evaluation of cracks in d multiple arch dam. . *Dam Engineering*, 1(1), 5-12.
- Zheng, D., et Li, Q. (2004). An explanation for rate effect of concrete strength based on fracture toughness including free water viscosity. *Engineering Fracture Mechanics*, 71(16), 2319-2327. doi:<https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2004.01.012>
- Zheng, D., Li, Q., et Wang, L. (2007). Rate effect of concrete strength under initial static loading. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(15), 2311-2319.
- Zielinski, A. (1984). Concrete structures under impact loading rate effects. *Report Stevin Laboratory, Concrete Structures 5-84-14*.



## ANNEXE A – PARAMÈTRES D’ENTRÉE DU MODÈLE CSCM

|             |                                   |
|-------------|-----------------------------------|
| $\alpha$    | TXC surface constant term         |
| $\lambda$   | TXC surface linear term           |
| $\beta$     | TXC surface nonlinear term        |
| $\theta$    | TXC surface exponent              |
| $\alpha_1$  | TOR surface constant term         |
| $\lambda_1$ | TOR surface linear term           |
| $\beta_1$   | TOR surface nonlinear term        |
| $\theta_1$  | TOR surface exponent              |
| $\alpha_2$  | TXE surface constant term         |
| $\lambda_2$ | TXE surface constant term         |
| $\beta_2$   | TXE surface nonlinear term        |
| $\theta_2$  | TXE surface exponent              |
| $R$         | Cap aspect ratio                  |
| $X_0$       | Cap initial location              |
| $W$         | Maximum plastic volume compaction |
| $D_1$       | Linear shape parameter            |
| $D_2$       | Quadractic shape parameter        |